



hormigón y acero

ltimas noticias de hormigón pretensado

91

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO DE INVESTIGACION
CIENTIFICA Y TECNICA «JUAN DE LA CIERVA» DEL
CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
MADRID

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año 1967, se ha creado una nueva categoría, la de "Socio Protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de "Socio Protector", los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

BELTHER. — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ. — Avda. Carlos III, 50. Pamplona (Navarra).
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado 553. La Coruña.
FORJADOS DOMO. — General Mola, 32. Madrid-1.
HORMIGON PRETENSADO S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
NUOVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS. — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.

La Asociación Española del Hormigón Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Nuevos miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En la sesión del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto, celebrada el día 23 de octubre del presente año, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Buenos Aires.

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dicha institución, en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortalecer las relaciones mutuas.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder a la institución citada, a todos los efectos de colaboración a que puede dar lugar, el título de Miembro Correspondiente del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

son instituciones miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile.
La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia).
El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y **a**cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. 91

2.º trimestre 1969

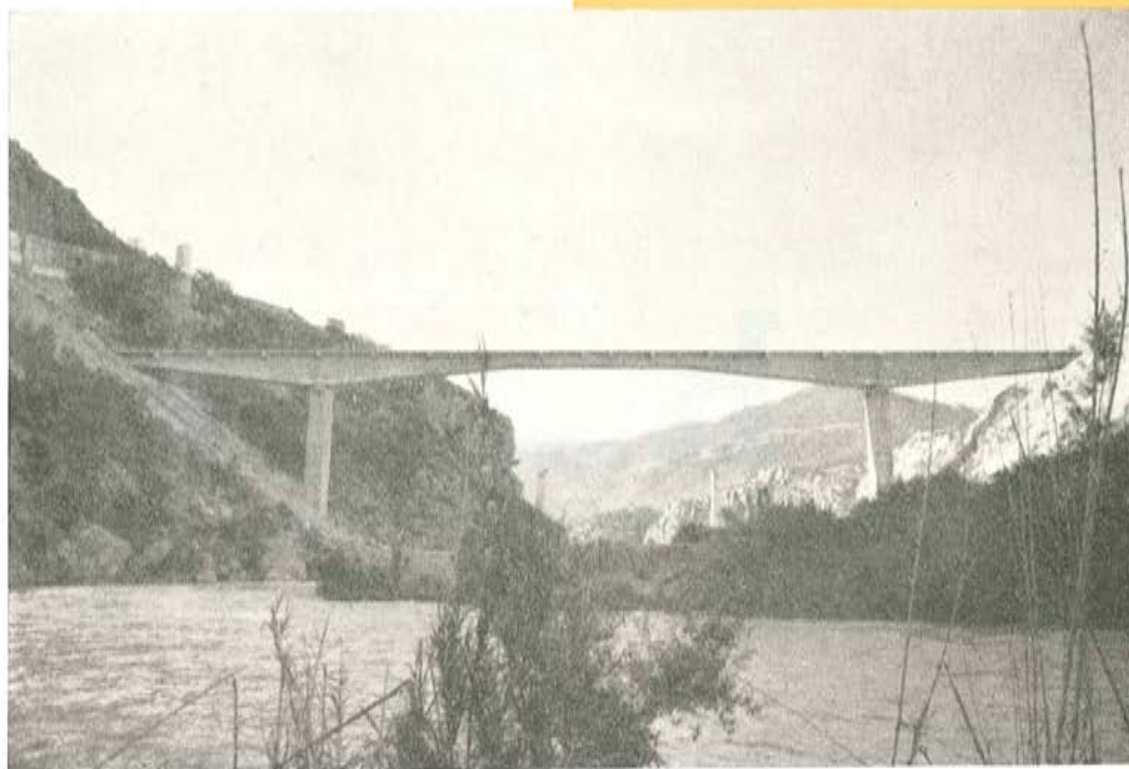
i.e.t.c.c.
instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito Legal: M 853-1958
Tipografía Artística. - Madrid.

postesado sistema **Barredo**



Acueducto de Loriguilla (Valencia)
Tramo central de 100 m.

Constructor: **CONINSA** Postesado: **BARREDO**

Gatos y bombas automáticos

SISTEMA BARREDO

Unidades de tensión 3ϕ de tracción equilibrada

SISTEMA MULTI-B

Unidades de tensión $12\phi 5$, $12\phi 6$, $12\phi 7$, $12\phi 8$,
 $9\phi 0'5''$, $9\phi 0'6''$, $12\phi 0'5''$, $12\phi 0'6''$, etc., con
posibilidad bajo pedido de equilibrio de tensiones

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - MADRID - 3

asociación española del hormigón pretensado

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

CUOTA ANUAL	ESPAÑA EXTRANJERO	
	Pesetas	Dólares
Socios protectores	5.000	100,—
Socios colectivos	2.000	40,—
Socio individual, no adherido al I. E. T. c. c.	600	12,—
Socio individual, adherido al I. E. T. c. c.	300	6,—

Presidente: D. Florencio del Pozo

Vocales: D. Javier Lahuerta
D. Rafael Romero

Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 91

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Páginas

457 - 8 - 33	Informe sobre la explosión e incendio de una nave agrícola en Loeches (Madrid).	7
	Rapport sur l'explosion et l'incendie d'un hall agricole à Loeches (Madrid).	
	Report on the explosion and burning of a warehouse, in Loeches (Madrid).	
	J. A. Fernández Ordóñez.	
591 - 2 - 34	El puente de Nusle, en hormigón pretensado	11
	Le Pont de Nusle, en béton précontraint.	
	The Nusle Bridge, in prestressed concrete.	
	J. Klimes.	
591 - 2 - 35	El viaducto, en curva, de la «Porte de Paris», en Saint-Denis	37
	Le viaduc courbe de la «Porte de Paris», à Saint-Denis.	
	The curved viaduct of the «Porte de Paris», in Saint-Denis.	
	P. Sautier, G. Lacombe, G. Morançay y M. Henry.	
591 - 8 - 7	Traviesas de hormigón pretensado	137
	Traverses en béton précontraint.	
	Prestressed concrete sleepers.	
	S. Kajfasz y J. Zietek.	
591 - 9 - 24	La línea de aerotrán París-Orleáns (primer tramo).	141
	L'aérotrain Paris-Orleans (premier tronçon).	
	The air-cushion railway Paris-Orleans (first section).	
531 - 9 - 25	Una escultura de Picasso, realizada en hormigón pretensado	147
	Une sculpture de Picasso, réalisée en béton précontraint.	
	Picasso's prestressed sculpture.	

El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión, no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

**RELACION DE EMPRESAS QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO,
FIGURAN INSCRITAS EN LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO,
COMO "SOCIOS COLECTIVOS"**

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ARION, S. A. — Barcelona.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Valencia.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. —
Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. —Valladolid.
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINISTERIO DEL EJERCITO.
Madrid.
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA. — MINISTERIO DEL AIRE. — Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION. — EXCO. —
Madrid.

FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
 FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
 FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
 FERROLAND, S. A. — Valencia.
 FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
 FORMO, S. A. — Barcelona.
 GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — Madrid.
 GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid.
 HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.
 HIDAQUE, S. A. — Granada.
 HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.
 HORPRESA, S. A. — Madrid.
 HORSIA, S. A. — Barcelona.
 HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
 IDEAM, S. A. — Madrid.
 INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.
 INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
 INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
 INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
 INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid.
 INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.
 INUGARA, S. A. — Burgos.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.
 3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
 3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE MATERIALES. — Bilbao.
 5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
 JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
 LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
 MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
 MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.
 MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
 MATUBO, S. A. — Madrid.
 J. MIRO TREPAT, CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona.
 OTAISA. — Sevilla.
 OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
 V. PEIRO, S. A. — Valencia.
 PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
 PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION. — PRELCONSA. — San Claudio (Oviedo).
 PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).
 PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.

PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
 PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpétua de Moguda. — Barcelona.
 PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona).
 PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
 PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — POSTENSA. — Bilbao.
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
 RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
 S. R. E. M. — Valencia.
 SAINCE. — Madrid.
 SECOTEC. — Madrid.
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
 SISTEMAS TAV, S. A. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
 SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
 TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid.
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
 TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
 TOSAM, S. L. — Segovia.
 TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Santa María de Barbará (Barcelona).
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYP SA. — Madrid.
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
 VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada.
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
 VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.
 VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

EXTRANJERO

COMISION MIXTA ARGENTINA-BOLIVIANA. — Buenos Aires (República Argentina).
 EMPRESA DE CONSTRUÇÕES CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
 FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. Argentina).
 INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (BIBLIOTECA). — Monterrey N. L. (México).
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — DIRECCION DE VIALIDAD. — DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Prov. de Buenos Aires), República Argentina.
 UNIVERSIDAD DE CHILE — FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS — DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES — BIBLIOTECA CENTRAL. — Santiago de Chile (Chile).
 UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES — FACULTAD DE INGENIERIA. — La Paz (Bolivia).

informe sobre la explosión e incendio de una nave agrícola en Loeches (Madrid)

JOSE ANTONIO FERNANDEZ ORDOÑEZ

Dr. Ingeniero de Caminos

La estructura de esta nave está totalmente constituida por piezas prefabricadas, de hormigón pretensado, construidas con tensiones medias de 50 kp/cm^2 y recubrimientos mínimos de sólo 8 mm.

En sección transversal consta de cuatro pilares rectangulares sobre los que apoyan dos jácenas, también rectangulares, que quedan ensambladas en la forma que en la figura 1 adjunta se indican.

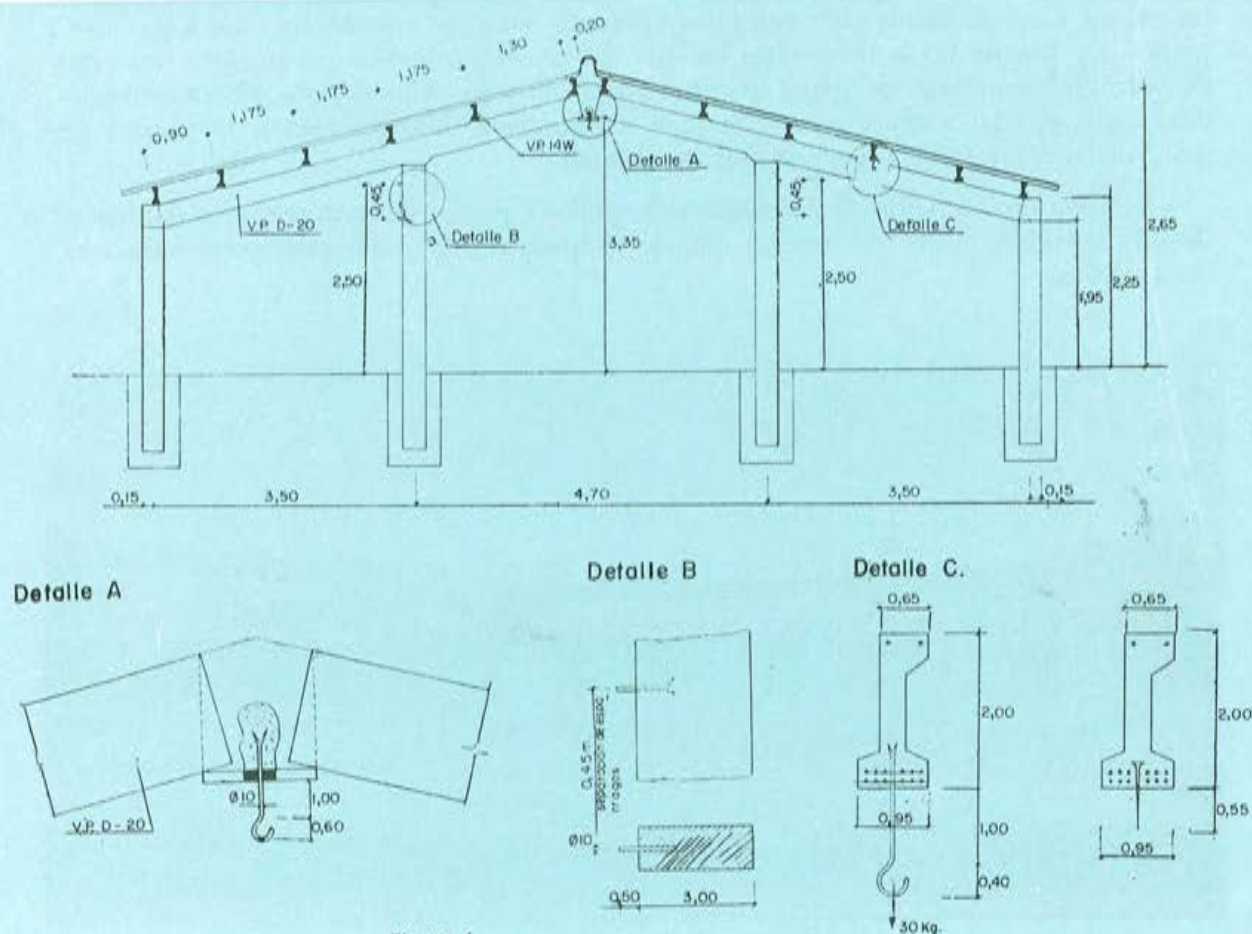


Figura 1.

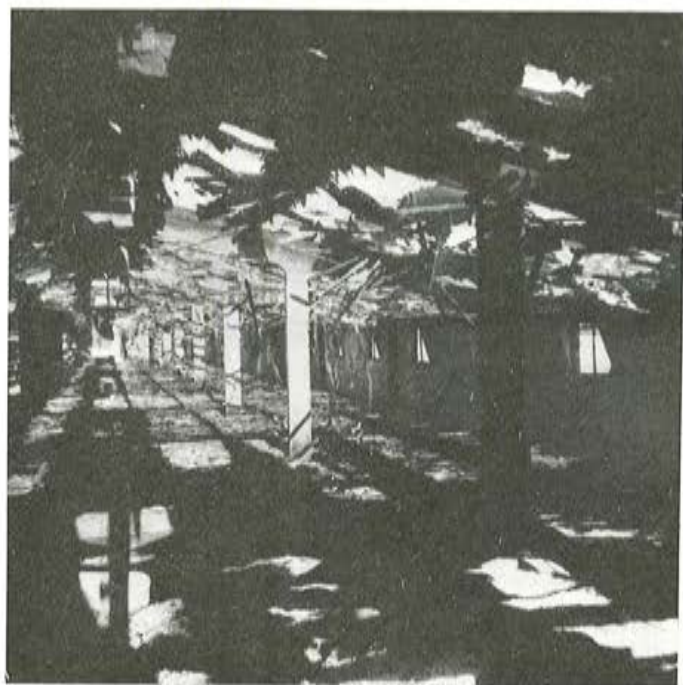


Foto a)

Sobre estos pórticos, separados entre ejes a 6 m, apoyan unas correas, también de hormigón pretensado, que soportan la cubierta formada por chapas de aluminio. De las viguetas-correas y por medio de unos ganchos empotrados en ellas, colgaba un falso techo compuesto por listones de madera sobre los que iba una tela metálica que sujetaba una capa de Vitrofib, recubierta de papel alquitranado de muy pequeño espesor. El Vitrofib quedaba hacia el interior de la nave y la capa alquitranada daba su cara a la cámara de aire existente entre ella y las planchas de aluminio.

La nave estaba dedicada a cebadero de pollos y poseía, además, una serie de dependencias auxiliares. Todo el conjunto estaba equipado con las correspondientes instalaciones eléctricas.

Foto b)



Un día de mucho calor, de agosto de 1967, al mediodía, y sin que se sepa bien por qué causas, explotó la nave ardiendo en menos de diez minutos. Cuando a los quince minutos llegaron los bomberos de Torrejón, encontraron ya la nave totalmente destruida, excepto la estructura que con sus pilares, jácenas y viguetas se mantenía en pie, si bien ennegrecida por completo en muchas zonas.

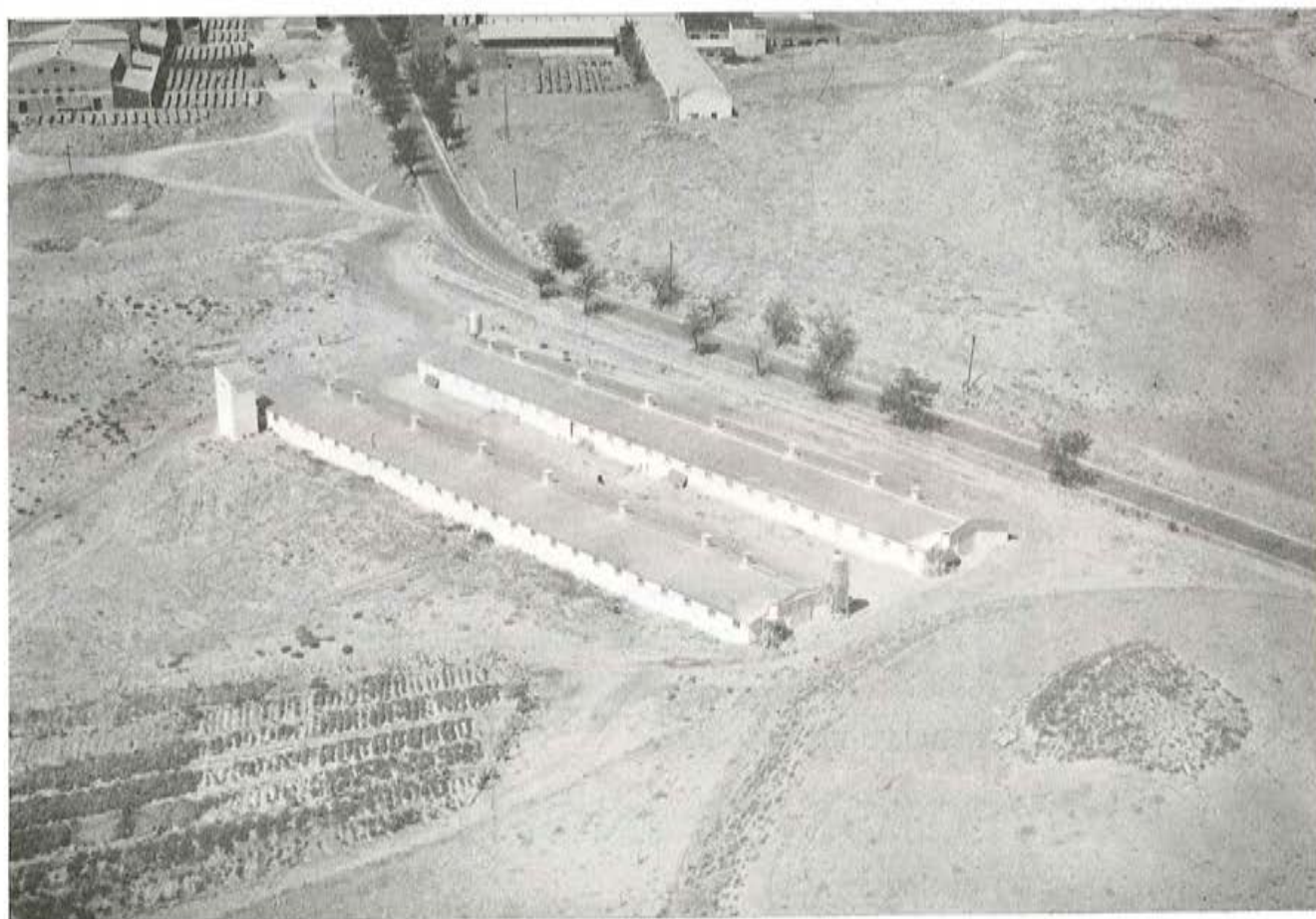
Hay dos versiones respecto a lo que pudo pasar: una de ellas es que el accidente fue ocasionado por un cortocircuito; la otra es que el calentamiento de los gases que se fueron acumulando en la cámara de aire provocó la explosión.

En las fotografías a) y b) pueden apreciarse los efectos del incendio. El calor desarrollado durante el mismo debió ser muy fuerte, ya que algunas chapas de aluminio de la cubierta quedaron completamente derretidas.

Sin embargo, al ir a reconstruir la nave, se ensayó la estructura sometiénndola a las cargas de servicio y el resultado obtenido fue completamente satisfactorio, pudiéndose comprobar, asimismo, que bastaba con rascar, simplemente con un cortaplumas, un milímetro en la superficie del hormigón pretensado de las piezas, para que desapareciese la capa ennegrecida.

A la vista de estos resultados, la nave fue totalmente reconstruida sin retocar para nada su estructura y desde entonces está funcionando normalmente, según puede apreciarse en la fotografía c).

Foto c)



**estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.**

PROCEDIMIENTOS



DE HORMIGON PRETENSADO



Puente FF.CC. Liria-Utiel (Plan Sur de Valencia)
Construye: CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A.
Proyecto: Florencio del Pozo



SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎNTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 24, 2.º - TEL. 24 34 19 - BILBAO-11

OFICINAS EN MADRID: Avda. General Perón, 20, 1.º - Teléfono 233 36 17 - Madrid - 20

el puente de Nusle, en hormigón pretensado

puente mixto para carretera y ferrocarril urbano (*)

Prof. J. KLIMES

**Vicedecano de la Escuela Politécnica de Praga
(Checoslovaquia)
Colaborador del Instituto de Proyectos de Praga**

Proyectar y construir un puente sobre el valle del Nusle, en Praga, constituyó una de las principales aspiraciones y un objetivo constante para los ingenieros checos a lo largo de tres generaciones. Además de varios proyectos individuales (1903, 1919 y 1951) se convocaron diversos concursos para la construcción de dicho puente, patrocinados por las autoridades de la capital checoslovaca (1926, 1927, 1933, 1938 y 1958-59) (**). Ninguno de ellos, sin embargo, llegó a ser realizado. Con el tiempo, el puente pasó a formar parte de la autopista Norte-Sur que enlaza el centro de la capital con los modernos barrios situados al norte y sur de la ciudad. Finalmente se encomendó al Instituto de Proyectos de Praga la redacción de un nuevo proyecto que fue realizado por el Ingeniero V. Michalek. Este proyecto se terminó en 1962, pasando después a estudio y revisión por el mencionado Instituto. En 1967 quedó totalmente concluido dicho estudio y completados los cálculos, y en la actualidad, el puente se encuentra ya en fase muy avanzada de construcción, de acuerdo con este último proyecto.

La estructura de este puente, mixto para ferrocarril urbano y carretera, es un pórtico múltiple, de hormigón pretensado, constituido por un tramo de 68,25 m de luz; tres de 115,50 y otro de 68,25 m (***), siendo la longitud total del puente de 485 m, contando los dos voladizos, de 1 m de longitud, que lleva en los extremos. Las pilas, que más adelante se comentan con detalle, están constituidas por cuatro soportes en forma de tabique, de sección muy reducida, empotrados elásticamente en el encepado de la cimentación.

Como ya se ha indicado se trata de un puente mixto de sección en cajón. La placa superior forma la base de las aceras y calzada de la autopista, y en la inferior van las

(*) El texto de este artículo, en checo, y las figuras y fotografías que lo ilustran, nos han sido facilitados por su autor el Prof. KLIMES. De este original, el Ingeniero PÉREZ BUSTAMANTE, antiguo alumno y colaborador del mencionado Prof. KLIMES, ha tenido la amabilidad de prepararnos una primera traducción al castellano. A ambos, queremos expresar públicamente, por medio de estas líneas, nuestro profundo agradecimiento por su valiosa colaboración. LA REDACCIÓN.

(**) Ing. Dr. J. FISCHER; Ing. J. PRŮM: Concurso para el proyecto del puente sobre el valle del Nusle en Praga, *Ynzengysbē stavby* 4/1961 (Revista mensual de ingeniería civil) (nota del traductor).

(***) Ing. V. MICHALEK: "Proyecto del puente sobre el valle del Nusle, en Praga". Capítulo del libro *Problemas actuales en puentes de hormigón armado y pretensado: II*. Editado en Bratislava en 1966.

vías para el paso de los trenes del ferrocarril urbano. Como consecuencia de esta disposición, los tramos de puente han resultado de una gran rigidez.

La estructura no es totalmente simétrica, debido a las distintas alturas de las pilas (fig. 1), y tiene una pendiente del 0,65 por 100.

A pesar de la gran anchura del puente (26 m entre ejes de barandillas), la sección transversal está formada por un solo cajón con grandes ménsulas laterales (fig. 2). Las paredes de la gran viga cajón son inclinadas y las dimensiones (anchura y altura) del hueco interior han sido fijadas de acuerdo con el gálibo exigido por las normas para túneles ferroviarios. Puesto que por este hueco iban a circular trenes urbanos, no había posibilidad de situar rigidizadores transversales dentro del cajón. La placa superior del cajón, que sir-

Sección longitudinal

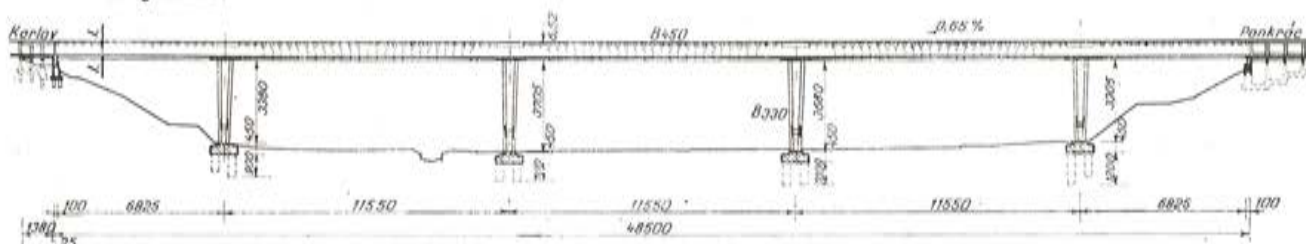


Figura 1.

ve de calzada para la autopista, tiene un espesor constante, de 35 cm a lo largo de toda la longitud del puente. En cambio, el espesor de las paredes laterales varía de 60 a 110 cm., desde la sección central del tramo a la sección sobre apoyos. Análogamente, el espesor de la placa inferior varía de 30 a 85 cm. Sin embargo, la diferencia de espesores en la placa inferior, se disimula manteniendo la misma altura de las paredes laterales a lo

Sección transversal

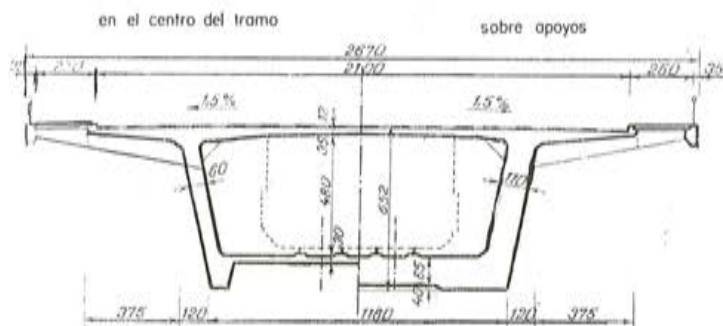


Figura 2.

largo de todo el puente por lo que, visto desde el exterior, da la sensación de estar formado por tramos de canto constante, igual a 6,4 m.

Las aceras, prefabricadas, van colocadas sobre ménsulas reforzadas (excepto en las secciones sobre pilas, donde estas ménsulas son de una sola pieza). Para la evacuación de las aguas, la calzada tiene pendiente transversal del 1,5 por 100 hacia los bordillos, de donde parten los tubos de desagüe que van a parar a una canalización situada en el trasdós de la placa inferior del cajón.

Cada una de las pilas del puente está constituida por cuatro tabiques, inclinados tanto en dirección longitudinal como transversal, que se van abriendo desde abajo hacia arriba (fig. 3). Estos tabiques tienen un espesor constante de 1,2 m. Su anchura es de 4 m. en el extremo superior y va aumentando a medida que se acercan a la base de la pila. A una altura de 6 m sobre el encepado que forma la base de la pila, van arriostrados por parejas, por una viga de gran canto (4 m) transversal al eje del puente. En dirección longitudinal, se enlazan también por parejas, por su parte inferior, mediante unos grandes

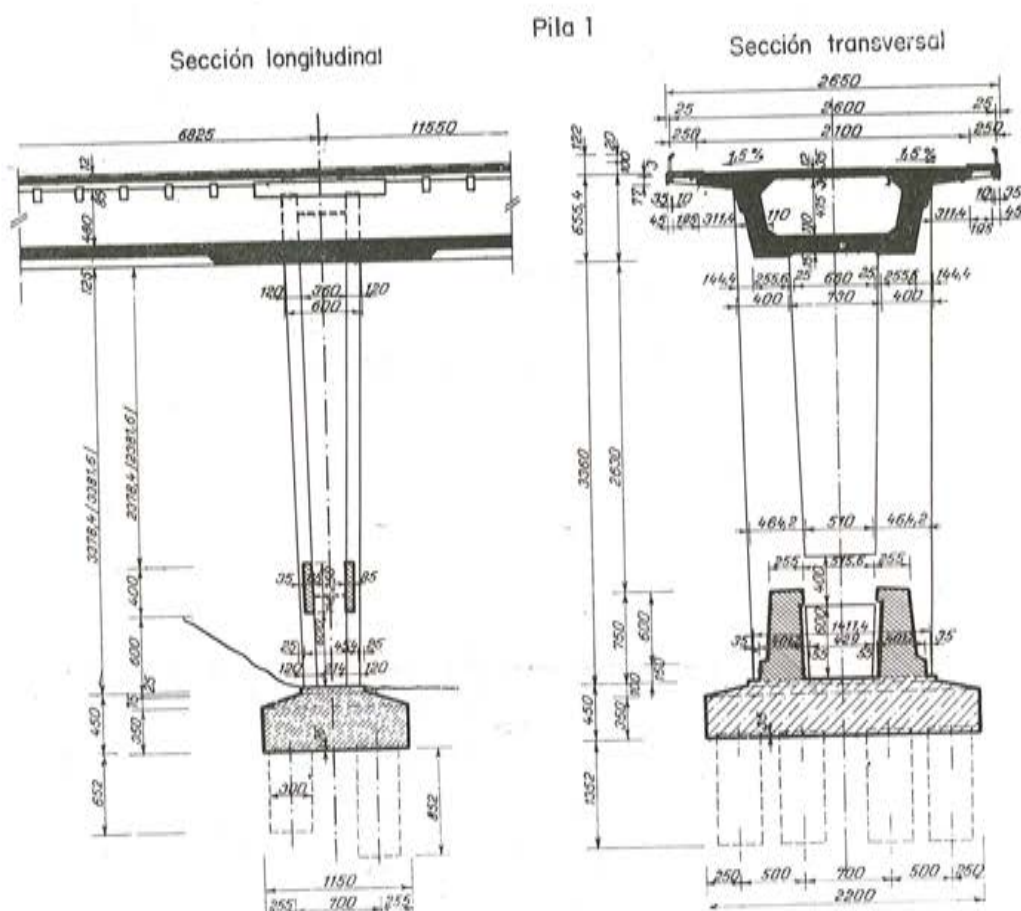


Figura 3.

bloques de hormigón que los rigidizan, acortando su altura libre de pandeo. (Ver fig. 3 "sección transversal".)

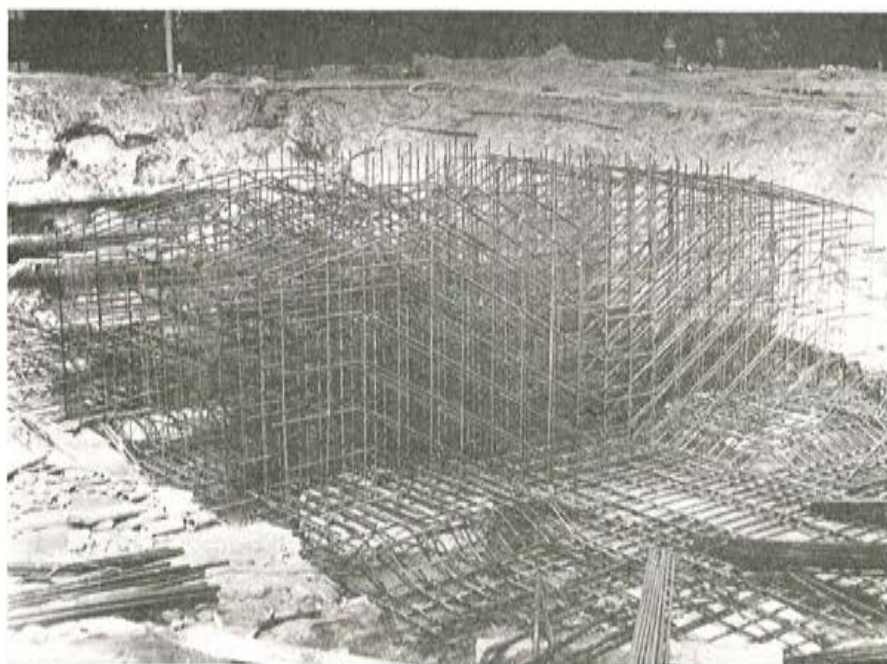
El empotramiento de las pilas por su extremo superior, en la sección en cajón que forma el tramo, fue complicado. Ni aun en esta zona era posible disponer arriostramiento transversal en el interior del cajón, por lo que fue necesario prolongar los tabiques de la pila bordeando el contorno exterior de la sección en cajón, hasta alcanzar las ménsulas que forman las aceras (figs. 3 y 4).

La base de las pilas soporta una carga total de 12.000 Mp (megapondios).

El terreno de cimentación del puente, en las laderas del valle, está constituido por capas oblicuas de pizarras duras que, a medida que se va descendiendo hacia el fondo del valle, se van haciendo blandas y aparecen erosionadas. El comportamiento de tales



Vista de las cabezas de los pilotes de cimentación para una de las pilas.



La armadura de la zapata de cimentación de una pila.

capas, durante las pruebas de carga, es muy distinto según que el esfuerzo se aplique en dirección paralela o perpendicular a su inclinación natural (fig. 5). Bajo la acción de cargas verticales se producen grandes deslizamientos en estas capas inclinadas, los cuales originarían corrimientos de las zapatas y, por tanto, de las pilas, que resultarían inadmisibles. El sistema constructivo utilizado, de hormigonado por voladizos sucesivos, exige, como se sabe, que tanto las pilas como las ménsulas que de ellas parten por ambos lados, sean perfectamente estables, ya que no es posible corregir su posición *a posteriori*. En vista de todo ello, se decidió cimentar las zapatas sobre ocho pilotes huecos hormigonados *in situ*. A través de estos pilotes se transmiten las cargas hasta una capa más profunda de roca sana y muy estable sobre la cual, por consiguiente, la cimentación puede realizarse en perfectas condiciones. La presencia de agua químicamente agresiva para el hormigón obligó a revestir los pilotes huecos con ladrillos, los cuales, a su vez, se rodearon de una capa de arcilla bien compactada (fig. 6).

La sección longitudinal del puente está constituida por un pórtico múltiple de cinco vanos, con los cuatro soportes interiores empotrados elásticamente en el terreno de cimentación. La sección transversal está resuelta como viga cajón, de una sola célula, cuya placa superior se prolonga lateralmente, en voladizo, por ambos lados.

Para determinar la distribución longitudinal de tensiones, bajo las sollicitaciones estáticas, durante la vida de servicio de la estructura, se realizó un ensayo sobre modelo de plexiglás a escala 1:200. En este estudio se adoptaron, para los diferentes módulos de elasticidad los siguientes valores: para el hormigón de los tramos longitudinales 360 Mp/cm^2 ; para el de las pilas 330 Mp/cm^2 y para el de las zapatas de cimentación 210 Mp/cm^2 . Para las rocas de cimentación se supuso: bajo

Alzado axonométrico del encuentro entre la pila y el cajón.

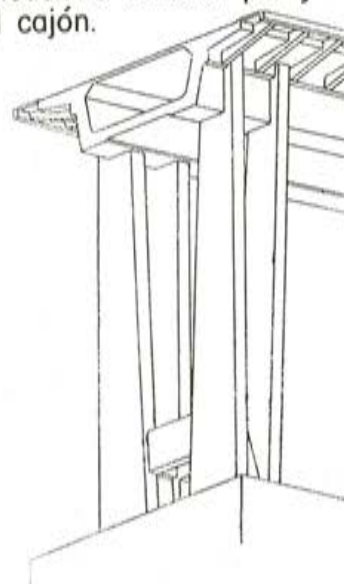
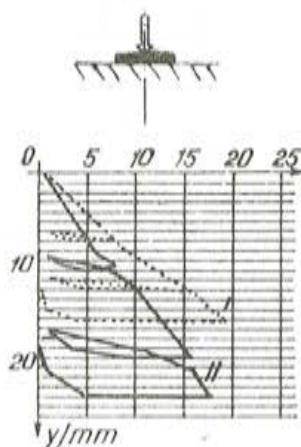
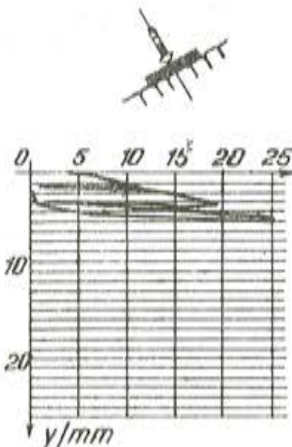


Figura 4.

Prueba 3.
Carga vertical.
(Inclinada respecto a las capas)



Prueba 7.
Carga paralela a la dirección de las capas.



Prueba 8.
Carga perpendicular a las capas.

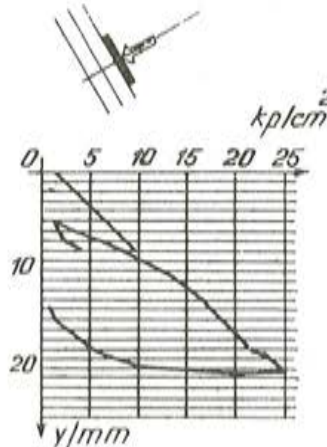
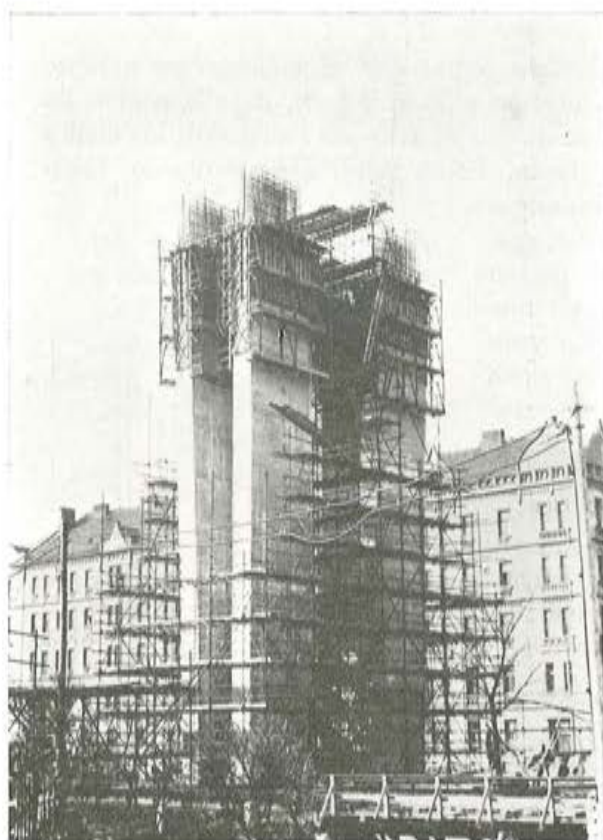


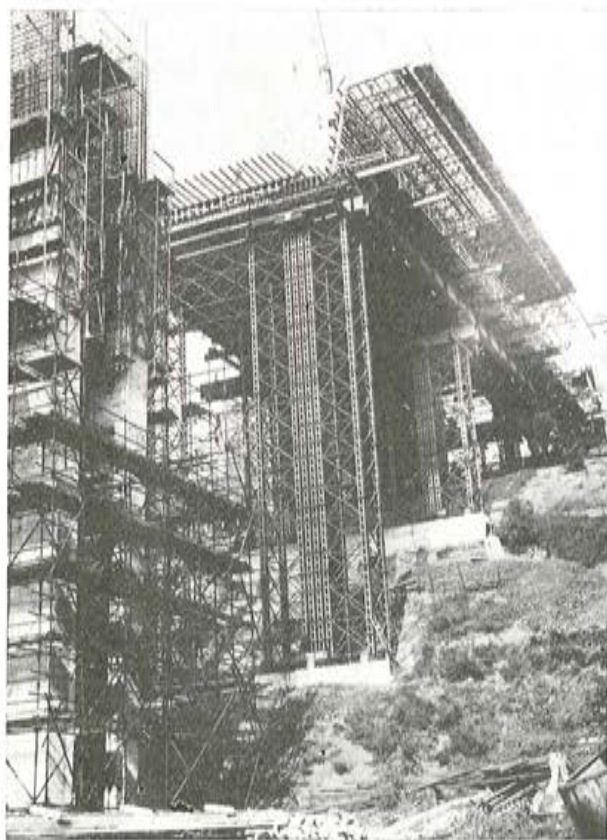
Figura 5.



Hormigonado de los cuatro tabiques que forman la pila.

Cimbra y encofrado de uno de los tramos extremos.

Uno de los tramos extremos, durante su construcción.



Pila 4

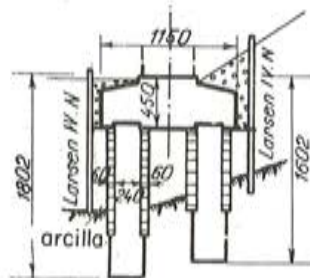


Figura 6.

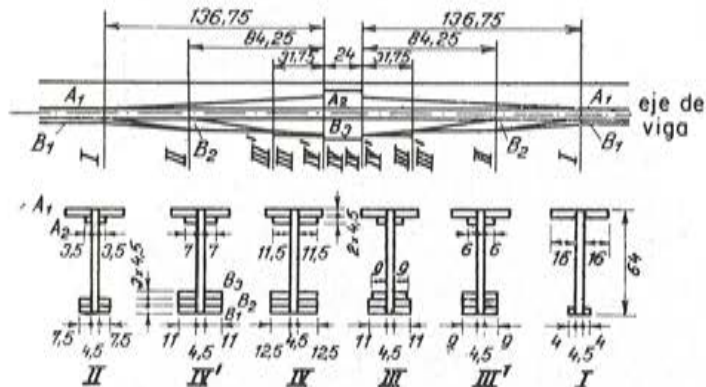


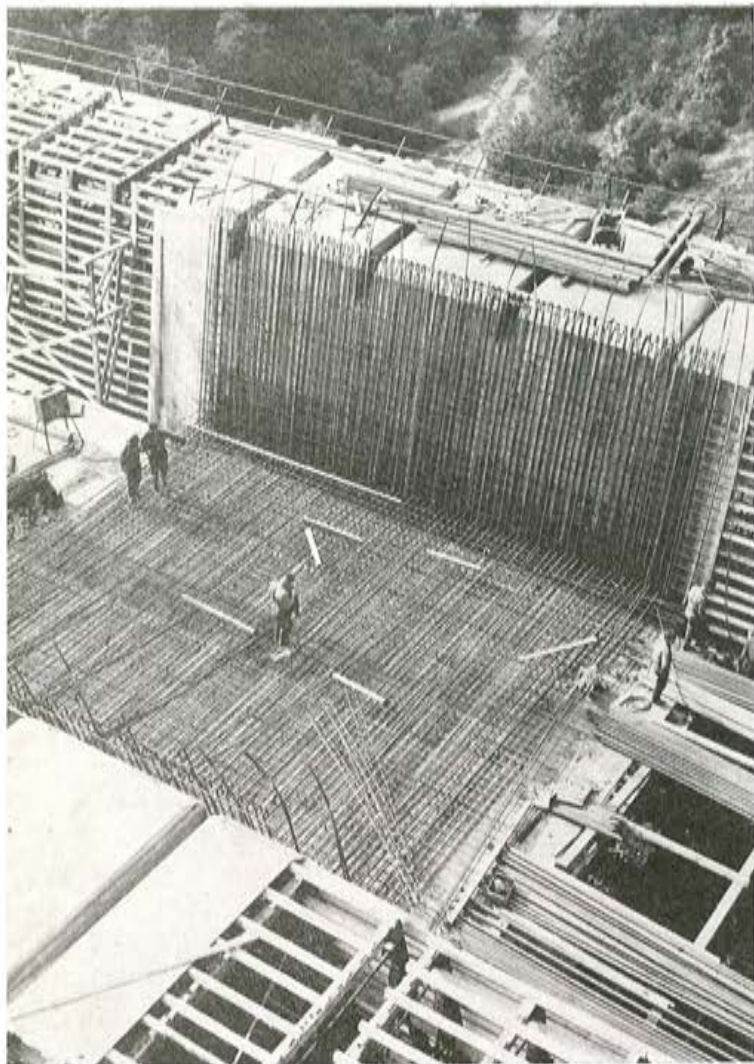
Figura 7.

Figure 1 shows the structure and internal force diagrams for a continuous beam with four supports. The diagrams are labeled y , M , Q , N , and H . The values at the supports are as follows:

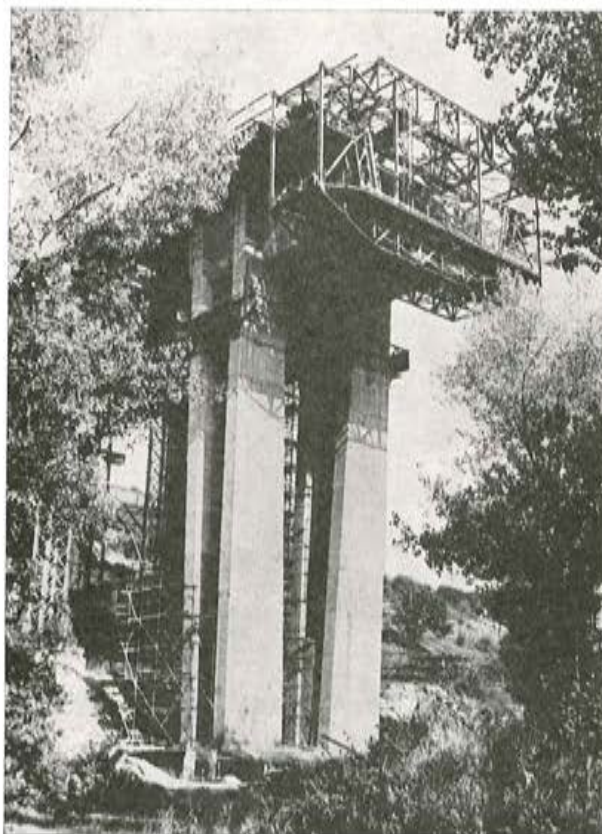
Support	y	M	Q	N	H
1 (Karlov)	-0.000	-12.06	+0.0548	-0.027	+0.0220
2	-0.000	-12.06	+0.0548	-0.027	+0.0220
3	-0.000	-12.06	+0.0548	-0.027	+0.0220
4 (Pankrác)	-0.000	-12.06	+0.0548	-0.027	+0.0220

Figura 8.

17



Preparación de las armaduras
de la sección en cajón del tramo.



Iniciación de la construcción en voladizo,
a partir de uno de los tramos extremos.

Las distintas secciones transversales del puente a lo largo del tramo, se sustituyeron en el modelo por secciones en I de canto constante y alas de espesor y anchura variables (fig. 7). Como estas secciones están formadas por placas de plexiglás unidas entre sí con un pegamento, bajo la acción de las cargas se deforman, con el tiempo, debido a la fluencia y a las variaciones de humedad y temperatura ambientales. En consecuencia, las mediciones no podían empezar a efectuarse hasta después de transcurridos diez minutos desde la aplicación de la carga sobre el modelo.

En los ensayos, dada la gran rigidez del modelo de los tramos del pórtico, fue necesario utilizar un flexímetro y dispositivo especial de carga, ideado por el Prof. Schächterle y designado con el nombre de "alicates de deformación", en lugar de la prensa de Beggs que normalmente se emplea (*). En la figura 8 se reproducen las líneas de influencia, obtenidas para la sección media del pórtico central, correspondientes a las diferentes sollicitaciones estáticas. En ella se observa que la ordenada de la línea de influencia de los momentos flectores (M), en dicha sección media, obtenida en el ensayo sobre modelo, vale 14,66; el valor de esta ordenada calculado teóricamente, es de 12,36. Existe, por tanto, una diferencia del 15,7 por 100 respecto al valor experimental.

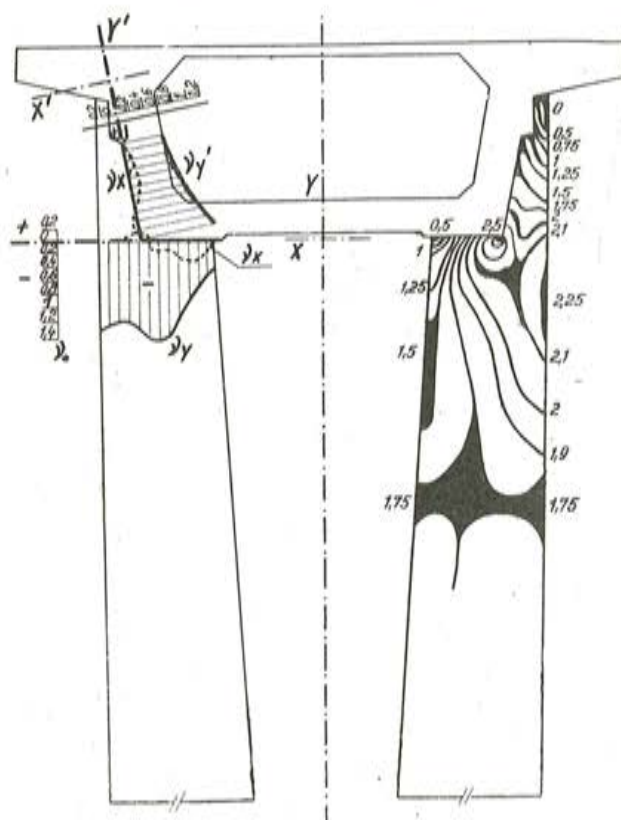
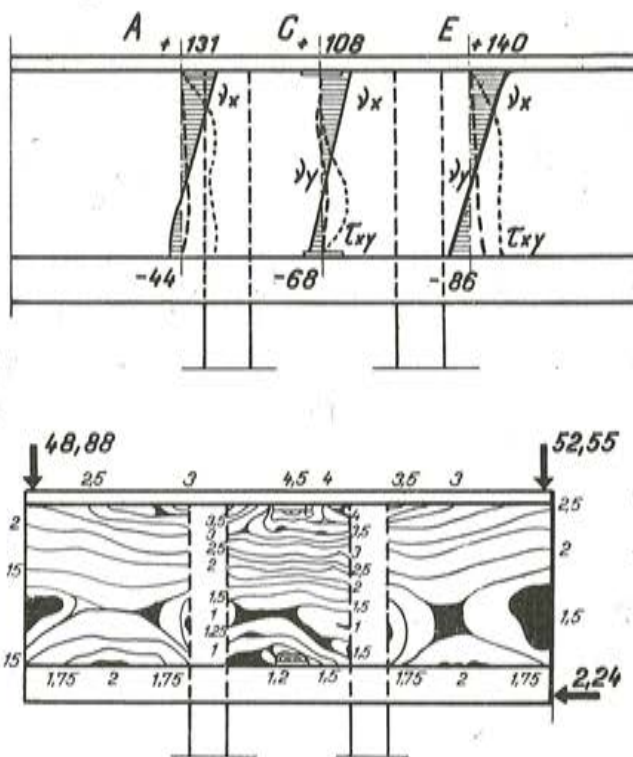


Figura 9.

Para el estudio de la distribución y determinación de tensiones fue necesario recurrir a métodos fotoelásticos, utilizando modelos a escala reducida fabricados con materiales

(*) El fundamento de los dos aparatos citados es análogo y ambos están especialmente diseñados para la medición de todo tipo de deformaciones sobre modelos contruidos con placas de plexiglás. El del Prof. SCHÄCHTERLE va provisto de un sistema de palancas que amplifica las deformaciones del modelo, para facilitar las lecturas.

Para reproducir este empotramiento se seccionó transversalmente el modelo de la viga cajón, en dos partes iguales, introduciéndose entre ellas el elemento representativo de



la pila y volviendo después a unir las. Se comprobó que las tensiones máximas en la pila se producen bajo el borde exterior de la sección en cajón del tramo. En la estructura real, estas tensiones eran de 130 kp/cm².

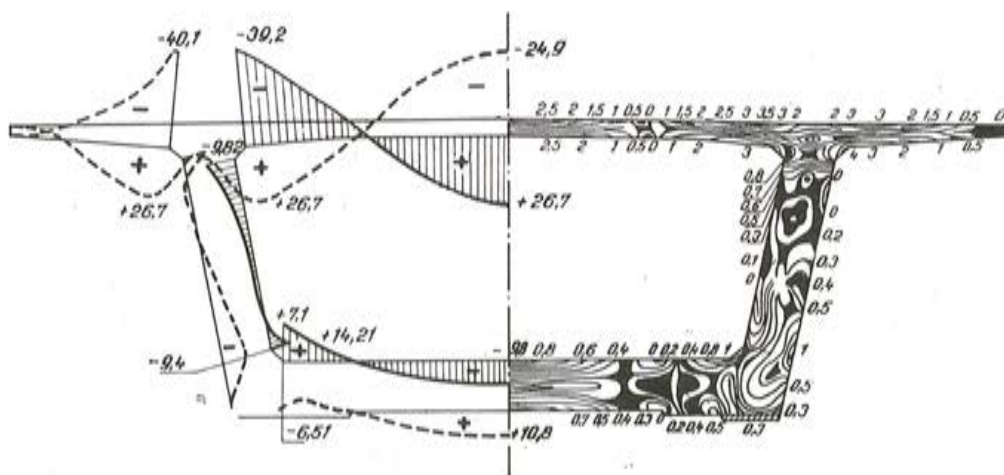


Figura 11.

Las tensiones en las paredes laterales de la sección en cajón en las zonas de empostramiento de los tabiques que forman la pila se determinaron para la hipótesis de carga más desfavorable, utilizando también un modelo a escala 1 : 100 (fig. 10). El modelo reproducía únicamente la mitad de la sección transversal del puente y, para simplificar más el problema, las paredes del cajón se dispusieron verticalmente, en vez de inclinadas, que es como van en la sección real.

Para poder estudiar aisladamente las tensiones en las paredes de la sección en la zona de apoyos, se independizaron dichas paredes de las placas superior e inferior de la viga cajón, mediante hendiduras longitudinales.

Las tensiones en determinadas secciones críticas de los extremos de los pórticos longitudinales que forman el puente se midieron sobre modelos a escala 1 : 50. Los resultados de las mediciones realizadas en las secciones transversales de las zonas próximas a los apoyos, bajo la acción de cargas uniformemente repartidas sobre las placas superior e inferior de la viga cajón, se indican en la figura 11. Para este ensayo el modelo se colocó simplemente apoyado, ya que como la sección estudiada era justamente la que está adyacente al apoyo, en la práctica trabaja realmente en esas condiciones. En cambio, en los ensayos de las secciones correspondientes al centro del tramo se utilizaron otros tipos de sustentación.

Teniendo en cuenta el tipo de la sección del puente, constituida por una viga cajón de paredes de espesor muy reducido y sin ninguna clase de arriostramiento transversal, al ser sometida a la acción de cargas transversalmente excéntricas, la sección sufre una distorsión que se estimó era indispensable analizar mediante los oportunos ensayos efectuados sometiendo el modelo a aquellas sollicitaciones consideradas como críticas para las diversas secciones y partes del puente.

Los cálculos estáticos se realizaron con el auxilio de computadores, de acuerdo con el "método de las variadas" propugnado por V. Z. Vlasov. Sin embargo, este método presupone que la sección transversal del cajón tiene una rigidez perfecta, conseguida mediante los correspondientes arriostramientos transversales dispuestos a las distancias convenientes. Como quiera que en el caso del puente de Nusle en estudio, esta hipótesis no responde a la realidad, fue necesario corregir por aproximaciones sucesivas, los resultados obtenidos en dichos cálculos, aumentando progresivamente, en la proporción adecuada, las deformaciones deducidas y comprobando nuevamente los valores así hallados hasta lograr una satisfactoria concordancia final.

Independientemente, se realizó una comprobación experimental de los resultados obtenidos en el cálculo. Para ello se construyó un modelo, que reproducía el puente completo a escala 1 : 50, con todos los detalles de la estructura real. Las pilas, en el modelo, estaban provistas de zapatas que reproducían la elasticidad del terreno de cimentación, deducida con anterioridad mediante los oportunos sondeos efectuados en el propio lugar de ubicación de la obra. El modelo se fabricó con material plástico tipo PVC-N, que permite unir fácilmente las diversas piezas entre sí. El material empleado tenía un módulo de elasticidad de 34.850 kp/cm², un coeficiente de Poisson de 0,365 y una resistencia a tracción de 620 kp/cm².

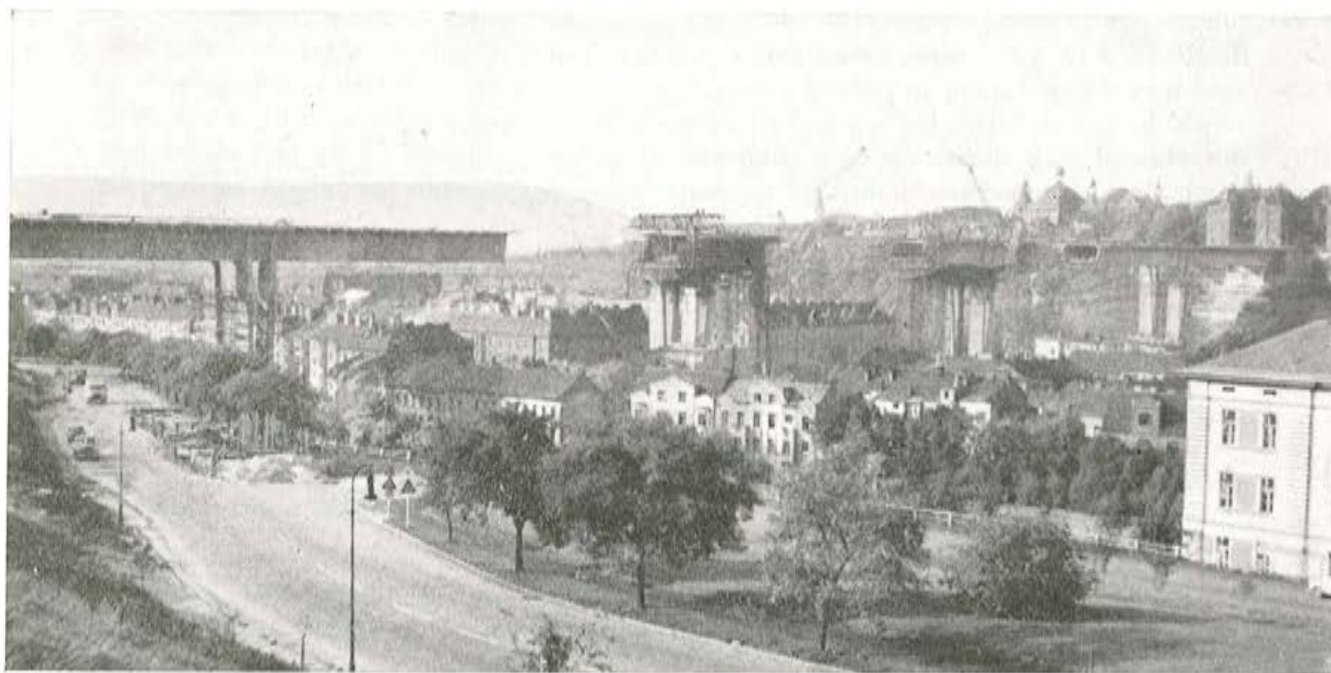
En los ensayos, el alargamiento máximo registrado fue del 1,5 por 100, correspondiente a una tensión aproximada de 52 kp/cm², que viene a ser igual a 1/5 del límite elástico del material empleado.

Mediante una serie de ensayos previos se hizo un estudio especial de los efectos de la fluencia sobre la resistencia a fatiga de la estructura y de la influencia que sobre la



Detalle del carretón con el encofrado móvil,
para la construcción de los tramos en voladizo.

Vista del puente durante su construcción.



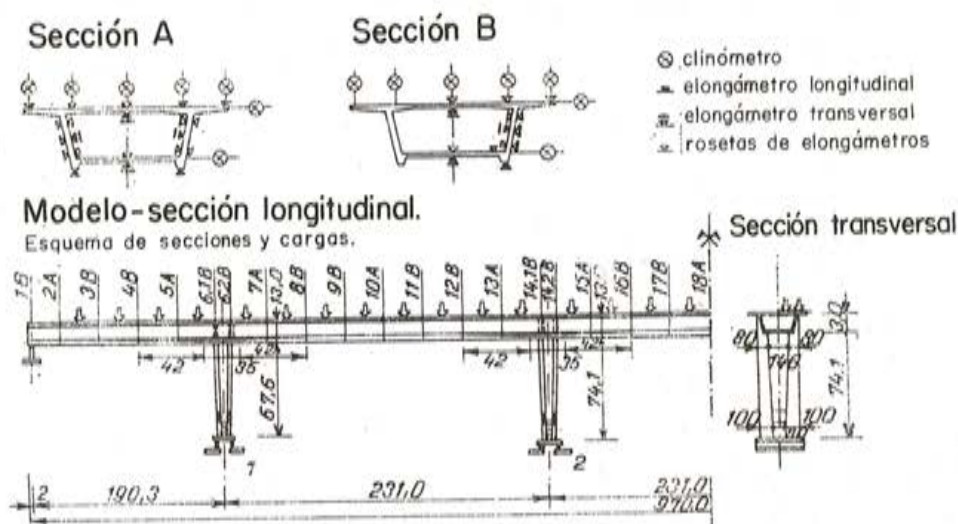
misma pudiera tener la heterogeneidad del material, comprobándose que esta última podía ser despreciada en los ensayos sobre modelo. Igualmente se determinaron la rigidez y resistencia de las uniones soldadas y pegadas.

Todos los ensayos se realizaron en condiciones de temperatura y humedad constantes; la temperatura era de 24° C y la humedad relativa del 65 por 100. Los alargamientos se midieron mediante elongómetros eléctricos, colocados, unos aislados y otros formando rosetas. En las secciones transversales del tipo A (ver fig. 12) se colocaron 8 elongómetros individuales y 16 rosetas; en las secciones del tipo B, 5 aislados y 9 rosetas.

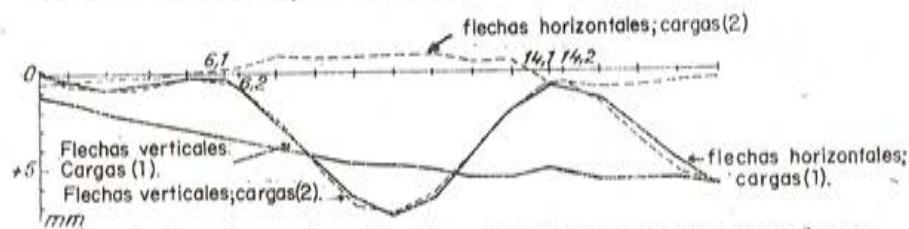
En total se utilizaron 1.160 elongómetros y las lecturas se hacían por medio de registradores automáticos. Las deformaciones de las secciones transversales y la situación de las cargas sobre el modelo están indicadas en la figura 12.

De acuerdo con lo prescrito en la Norma checoslovaca (C. S. N. 73.6202) se estudiaron 36 distribuciones distintas de cargas estáticas, tanto uniformemente repartidas como concentradas.

Situación de los elongómetros y clinómetros en las secciones transversales



Flechas verticales y horizontales



Giros de la placa de calzada y torsiones de las secciones

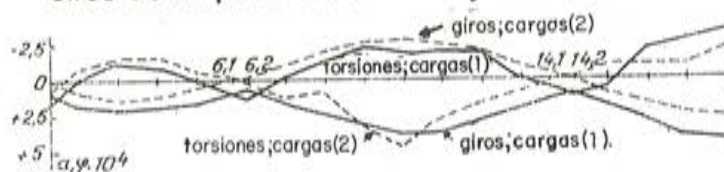


Figura 12.

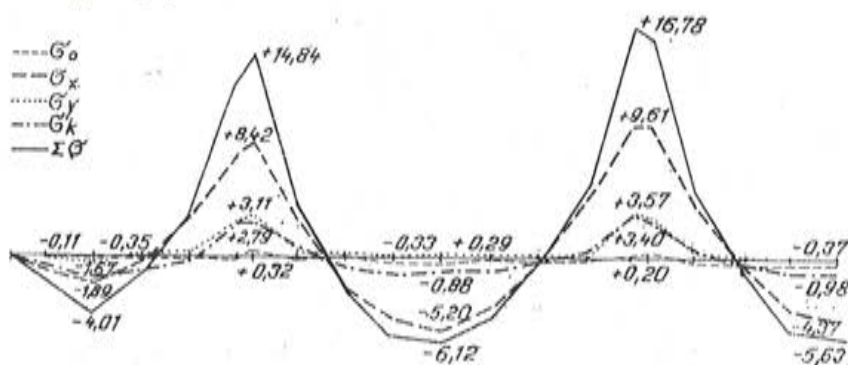
En las figuras 12 y 13 se representan los diagramas de flechas y tensiones, correspondientes a dos estados distintos de carga. En el primero, actuaba una carga, uniformemente repartida, sobre una de las mitades longitudinales de la calzada, a lo largo de los cinco tramos del puente (cargas 1); en el segundo, la carga uniforme se distribuía alternadamente: sobre una de las mitades longitudinales de la calzada, en los tramos 1, 3, 5 y sobre la opuesta en los tramos 2 y 4 (cargas 2). Todos estos valores medidos en los ensayos concuerdan satisfactoriamente con los obtenidos en la realidad.

En los diagramas de la figura 12 se indican las flechas verticales "v", y horizontales "u", correspondientes a las cargas (1) (líneas continuas) y (2) (líneas de trazos). Los valores de estas flechas se han deducido, de acuerdo con la notación dada en la figura 14, mediante la aplicación de las fórmulas siguientes:

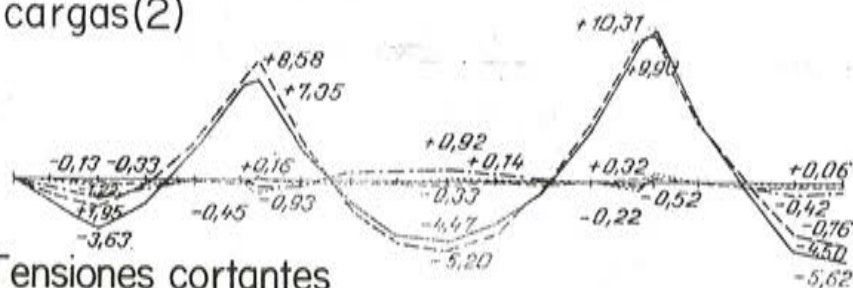
$$v = \frac{v(A) + v(D)}{2}; \quad u = \frac{u(A) + u(B)}{2}.$$

En el plano de simetría de la estructura, las flechas verticales "v" son aproximadamente iguales para ambos estados de carga, pero las flechas horizontales "u" así como

Tensiones normales cargas(1)



cargas(2)



Tensiones cortantes

— exterior } cargas (1)
— interior }
- - - exterior } cargas (2)
- - - interior }

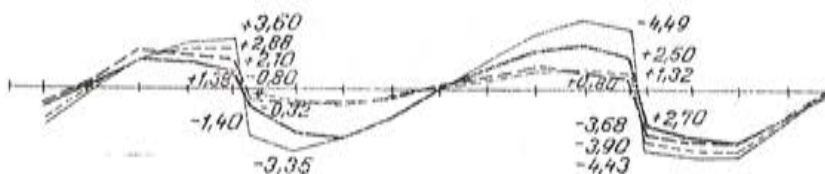


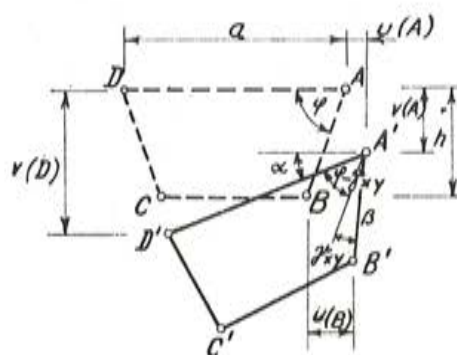
Figura 13.

los giros " α " de la placa de la calzada y las distorsiones " γ " de la sección en cajón, causados por efecto de la torsión, difieren notablemente. Los valores de los giros y distorsiones vienen dados por las siguientes fórmulas:

$$\alpha = \frac{v(A) + v(D)}{a}; \quad \beta = \frac{u'(A) + u(B)}{h}; \quad \gamma_{xy} = \alpha + \beta.$$

Bajo la acción de las cargas y debido a la elasticidad de los apoyos, la viga cajón se deforma transversalmente en toda su longitud.

En la figura 13 se representan los diagramas de tensiones originadas, bajo los dos estados de carga (1) y (2), a lo largo de la arista A de la sección en cajón (ver fig. 14). Puede observarse que, mientras la ley de tensiones σ_0 , producidas por los esfuerzos normales (de tracción o compresión) y la de σ_x , debidas al momento M_x , en el plano de simetría, son casi las mismas para los dos estados de carga, las σ_y originadas por influencia del



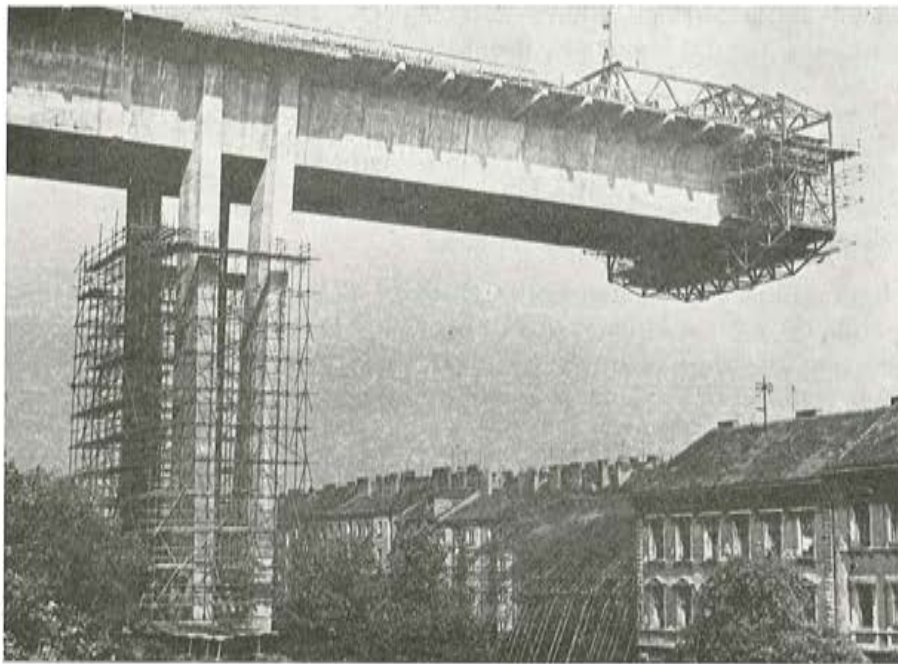
Giros y distorsiones en la sección transversal.

Figura 14.

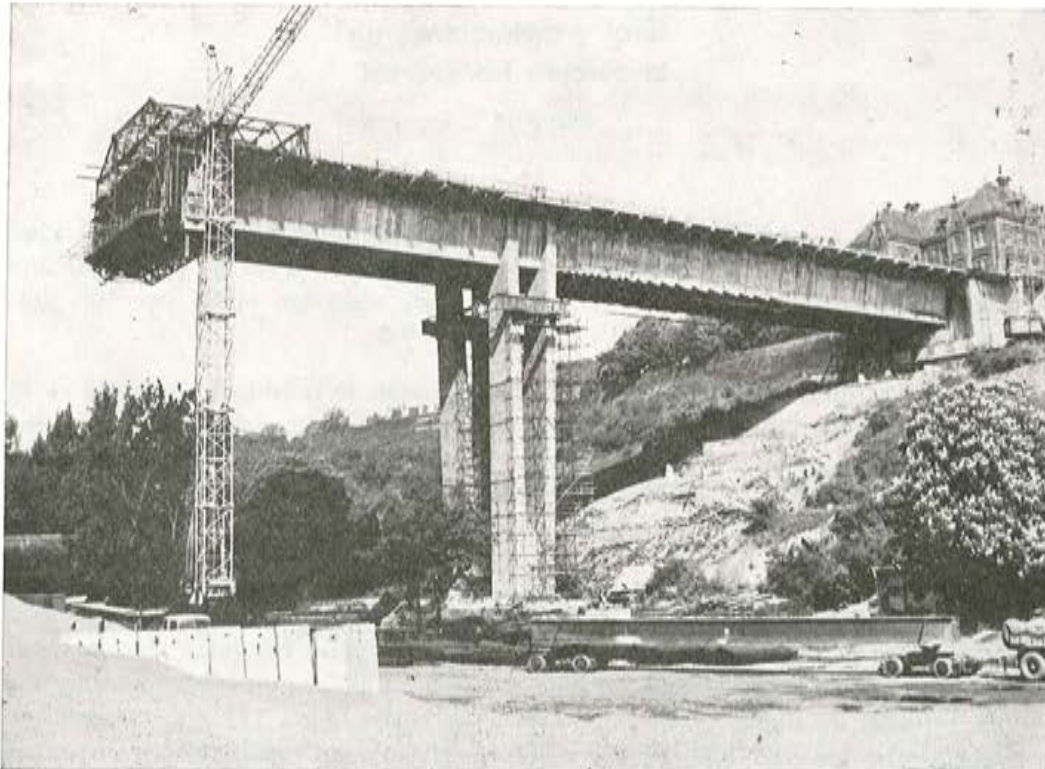
momento M_y y las σ_k correspondientes a los momentos de torsión son muy diferentes. Bajo el estado de carga (1) las tensiones σ_k son mayores cerca de los apoyos, debido a la mayor rigidez del cajón en esta zona. Las tensiones σ_k alcanzan el 88 por 100 del valor de σ_0 en la sección 3 y el 33 por 100 en la sección 6.2.

En la misma figura 13 se reproducen los diagramas de tensiones cortantes en la zona superior de las paredes inclinadas de la sección en cajón, por debajo de la placa de la calzada, para ambos estados de carga. Como se ve, las tensiones en las caras interior y exterior de la viga cajón son diferentes, debido a las tensiones transversales existentes. Esta diferencia puede alcanzar un valor considerable.

En los ensayos realizados sobre el modelo anteriormente mencionado, trabajando en régimen elástico, se comprobó que la distribución de las tensiones longitudinales que se producen durante la fase de construcción del puente es muy irregular, dando lugar a la aparición, en la placa de la calzada, de unas tensiones oblicuas que obligan a disponer una armadura especial en dicha placa, capaz de absorberlas. Una vez sobrepasado el régimen elástico, estos ensayos dejan de ser representativos y sus resultados ya no son utilizables, debido a que el valor del coeficiente de Poisson del material PVC-N utilizado para el modelo era de 0,365, mientras que el del hormigón fue de 0,200.



Detalle de la ménsula de uno de los tramos laterales.



Uno de los tramos extremos, ya terminado, con la ménsula del tramo adyacente

Por esta razón se decidió fabricar un modelo en hormigón pretensado, a escala 1 : 10, sobre el cual poder realizar los ensayos necesarios para averiguar la distribución de tensiones y la influencia del pretensado en las paredes de la sección de la viga en cajón, durante la construcción del puente, así como la seguridad a fisuración y a rotura. Al propio tiempo se quería comprobar si la rotura se produciría por aplastamiento del hormigón o por agotamiento de la armadura al sobrepasar su límite elástico y entrar en estado plástico.

Para ensayar el modelo se sometió a la acción de cargas puntuales representativas del peso propio y sobrecargas reales, colocadas en la posición más desfavorable y estudiándose la sección más peligrosa, o sea la situada próxima a los apoyos. Para ello, se distribuyó la sobrecarga, simétricamente en dirección transversal, en dos tramos interiores consecutivos. Las tensiones principales así originadas en la parte inferior de la pared eran mayores que cuando se colocaban cargas disimétricas (en una mitad de la calzada en dos tramos interiores consecutivos y en la mitad opuesta del tramo siguiente). Bajo la acción de las cargas simétricas las tensiones principales de tracción, cuyo valor era de $+51,3 \text{ kp/cm}^2$, resultaron un 8 por 100 superiores y un 6 por 100 las de compresión, que alcanzaron a $-103,1 \text{ kp/cm}^2$.

Se prescindió del efecto de los esfuerzos normales a la sección y así se pudo limitar la longitud de los tramos en ménsula del modelo, a ambos lados de la pila, terminándolos en la zona donde los momentos flectores de la viga longitudinal cambian de signo (figura 17), y aplicando en ella una carga igual a la resultante de los esfuerzos que sobre dicha sección origina, en la práctica, el resto de la estructura suprimida.

Las dimensiones del modelo y la magnitud de las cargas de ensayo se determinaron de acuerdo con la correspondiente ley de semejanza, manteniendo la misma distribución de armaduras que en el puente real. También el ritmo de hormigonado del modelo fue el mismo que se había previsto para la obra, con el objeto de poder reproducir la influencia de las juntas de hormigonado.

El modelo estaba constituido por la zapata de cimentación, la pila flexible y las dos ménsulas longitudinales de la viga cajón (fig. 15). El hormigón utilizado en la zapata de cimentación y los tabiques de la pila del modelo, tenía una resistencia característica de

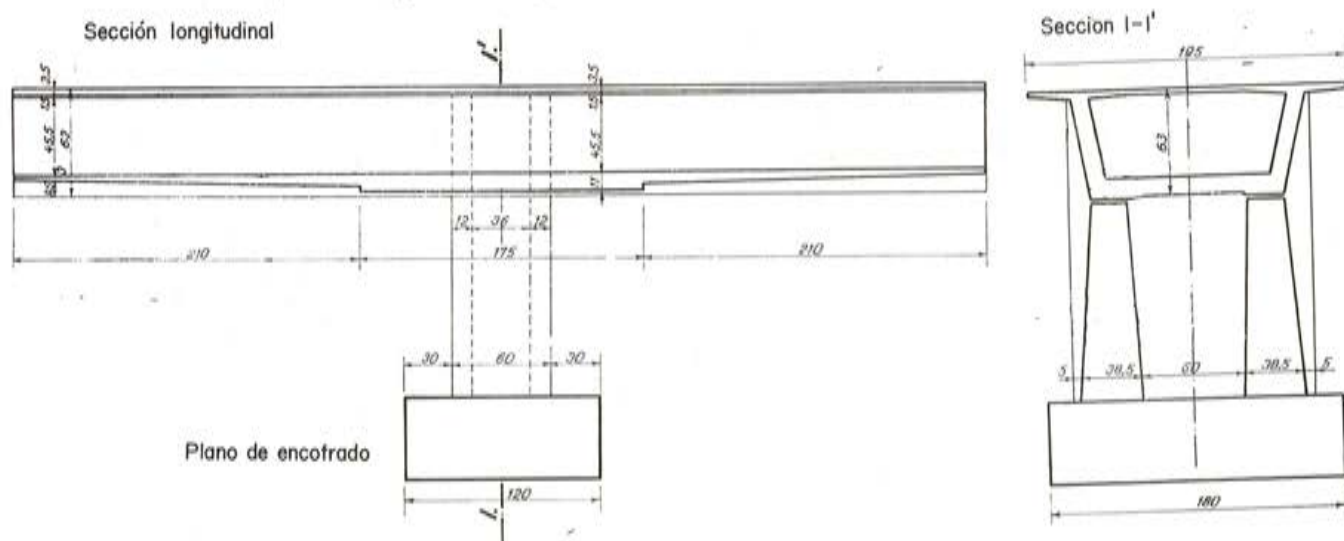
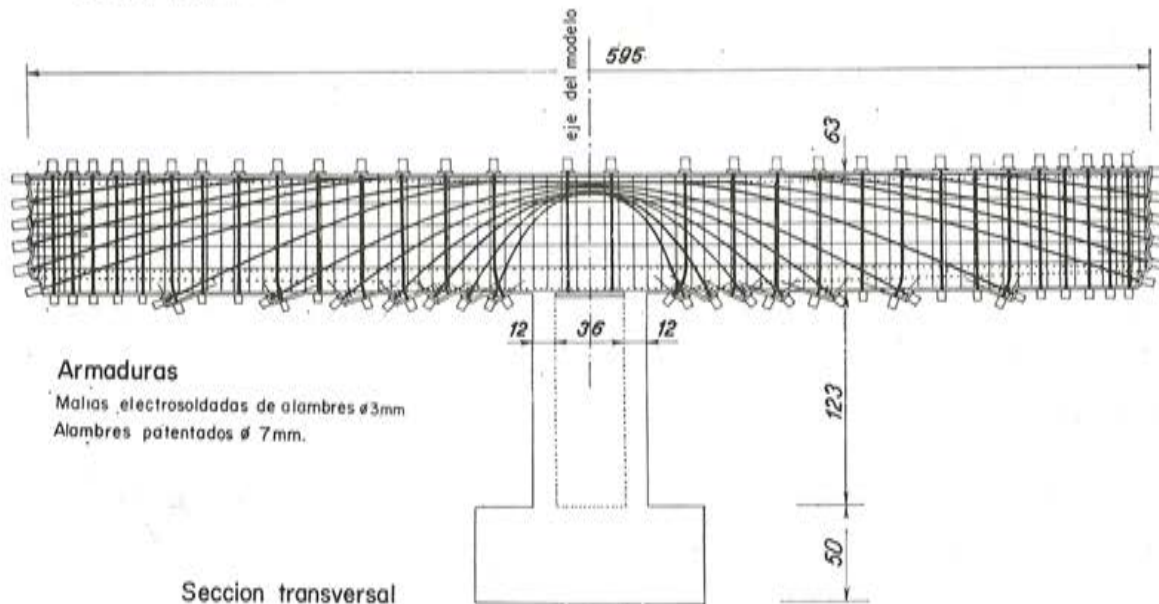


Figura 15.

Sección longitudinal



Sección transversal

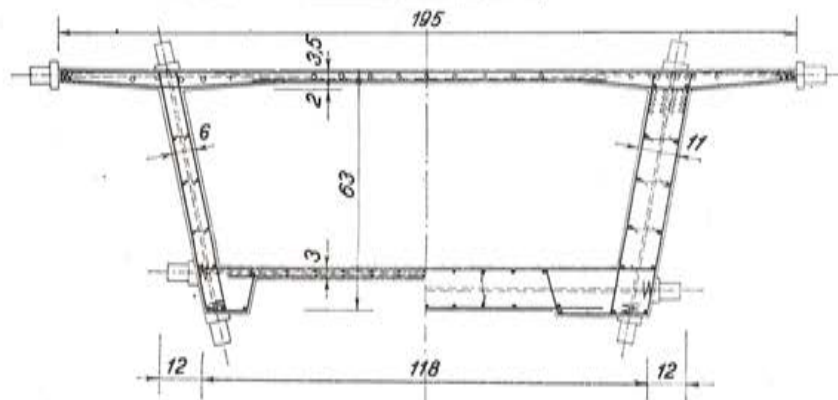
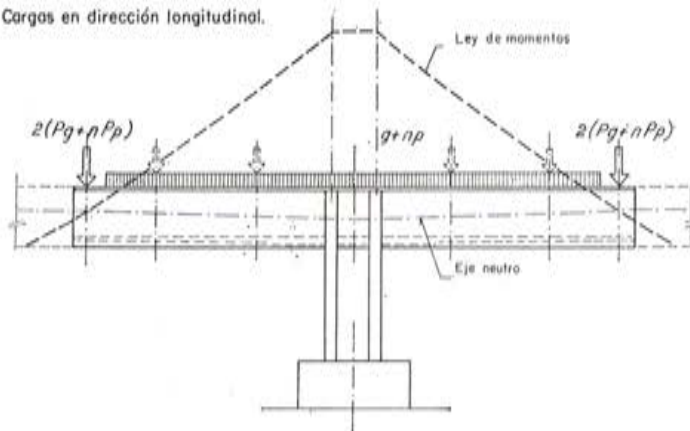


Figura 16.

Disposición de los ensayos

Cargas en dirección longitudinal.



Cargas en dirección transversal

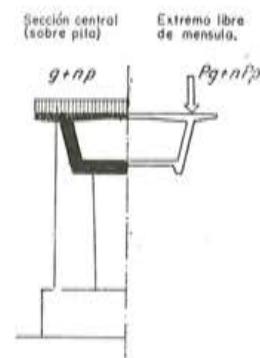


Figura 17.

350 kp/cm²; el de la viga cajón era de 399 kp/cm² de resistencia característica, con un módulo de elasticidad, $E = 305.000$ kp/cm² y un coeficiente de Poisson $\mu = 0,18$ en estado elástico y $\mu = 0,342$ en rotura.

La armadura de acero ordinario del modelo estaba constituida por una malla metálica electrosoldada formada por alambres de 3 mm de diámetro. El postesado se efectuó en tres direcciones (vertical, transversal y longitudinal) por medio de alambres de 7 mm de diámetro, de 1.700.000 kp/cm² de límite elástico, introducidos en vainas metálicas de 8 mm de diámetro interior (fig. 16).

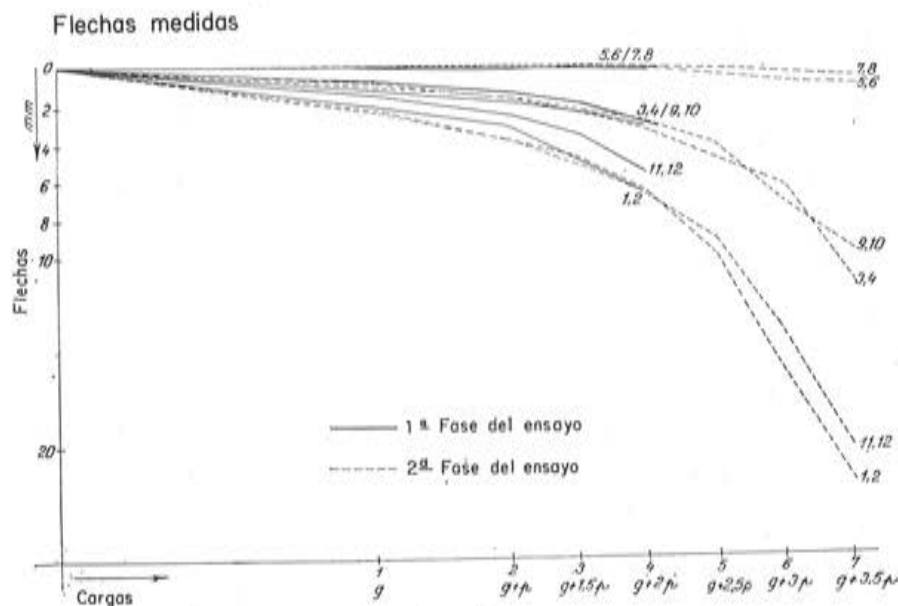


Figura 18.

La magnitud del esfuerzo inicial de pretensado introducido se midió con un dinamómetro, no admitiéndose deslizamiento alguno en los anclajes. En el modelo se dispusieron diversos flexímetros (17 en total) para poder medir las flechas longitudinales y transversales. Además, en el hormigón se colocaron 72 elongómetros (unos independientes y otros formando rosetas), y 88 en las armaduras y cables.

El modelo se ensayó en dos fases (fig. 18); en la primera, se sometió a la acción de la

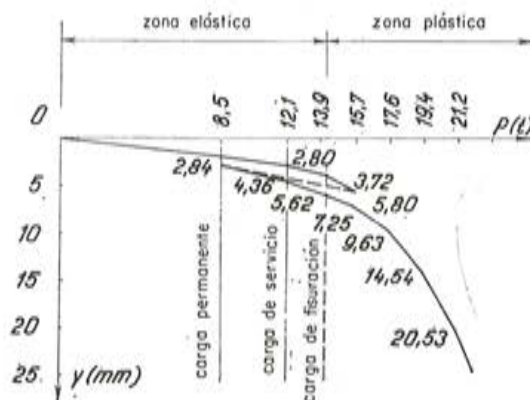


Figura 19.

carga permanente (g) y de una sobrecarga (p) que se iba aumentando gradualmente hasta alcanzar la fisuración. Después se descargó el modelo y se volvió a someter a un proceso de carga, análogo al anterior, hasta llegar a la rotura. La presencia de fisuras se detectó por el método de las ondas ultrasónicas.

El coeficiente de seguridad a fisuración deducido de estos ensayos fue de 1,15. Dicho coeficiente se calculó dividiendo las cargas bajo las cuales aparecieron las fisuras, por la carga de servicio prevista.

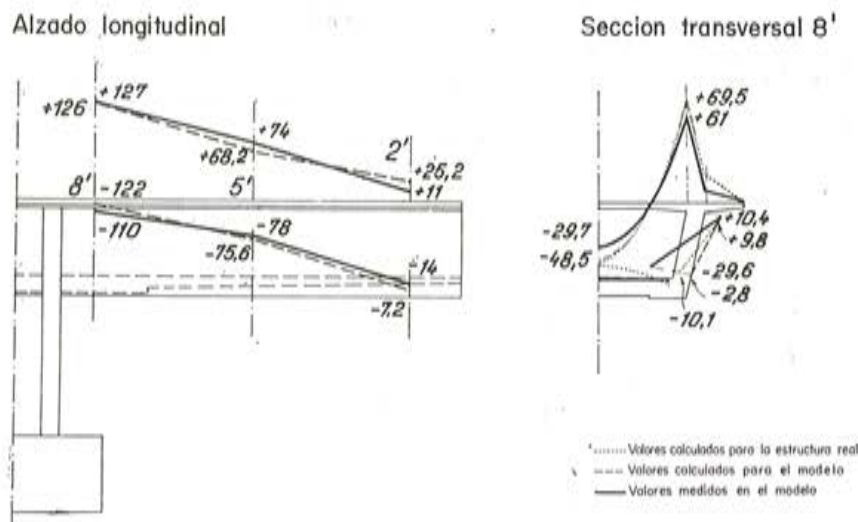


Figura 20.

En la figura 20 se comparan los resultados obtenidos en el ensayo del modelo con los valores calculados para el propio modelo y para la estructura real.

Las diferencias que se observan entre los valores señalados en el esquema de dicha figura correspondiente a la sección transversal, se deben a la imposibilidad de cargar la

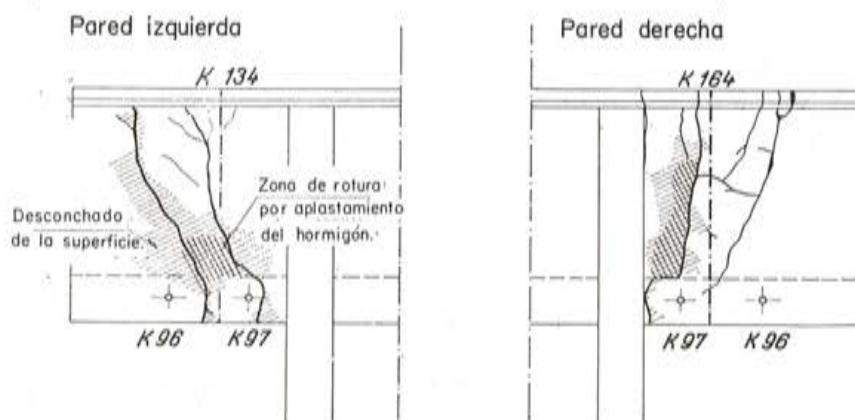


Figura 21.

placa inferior de la sección de la viga del modelo, por falta de espacio, por lo que no se pudo reproducir la influencia de su peso propio.

En el gráfico de la figura 19 se representan las flechas medidas en el extremo del tramo en ménsula del modelo, durante los ensayos de carga.

En el curso de estos ensayos, al ir incrementando la carga aparecieron primeramente, como consecuencia de la flexión longitudinal de la viga, fisuras transversales que afectaban a todo el espesor de la placa superior de la sección. A continuación, y por efecto de las flexiones transversales, se formaron unas fisuras longitudinales que después de atravesar dicha placa se extendían por el borde superior de las paredes de la viga en cajón.

Al continuar aumentando la carga se observaron en las paredes verticales nuevas fisuras orientadas en la dirección de las tensiones principales, que daban lugar a la formación de las clásicas bielas de hormigón limitadas por dos fisuras consecutivas. En estas bielas, que trabajan a compresión, es donde se presentan los máximos valores de las tensiones, que se concentran en la parte inferior, donde se estrechan las bielas. A consecuencia de esta concentración de tensiones llega un momento en que se produce la rotura del hormigón por aplastamiento. Antes de alcanzarse la rotura se midieron en el hormigón tensiones del orden de los 280 kp/cm², y de 140 kp/mm², en los cables cortos oblicuos de pretensado con los que van armadas las paredes en las zonas próximas a los apoyos.

El proceso de la rotura es el siguiente: en los puntos de concentración de tensiones se forman unas rótulas plásticas que dan lugar a grandes deformaciones que el hormigón es incapaz de soportar. Como consecuencia, se producen desconchados en ambas caras de las paredes de la sección; el espesor de dichas paredes va disminuyendo progresivamente, su resistencia se va debilitando y, finalmente, sobreviene la rotura. (Ver figura 21.) Agotada la capacidad resistente de las paredes, todas las cargas se transmiten íntegramente a la placa inferior de la sección en cajón, y esta placa acaba desprendiéndose.

En el ensayo, la rotura se produjo bajo una carga igual a $g + 5p$. El valor del coeficiente de seguridad correspondiente, es decir, la relación entre carga de rotura y de servicio, fue de 2,2.

A la vista de los resultados obtenidos en los ensayos sobre el modelo se introdujeron algunas modificaciones que se estimaron convenientes para mejorar el proyecto del puente. Entre ellas cabe destacar las siguientes: variación del esfuerzo de pretensado transversal introducido en la placa de calzada; corrección del trazado de las armaduras inclinadas de pretensado vertical de las paredes del cajón en las proximidades de los apoyos y aumento de la cuantía de armaduras en estas zonas.

En la estructura real, las pilas del puente son de hormigón armado. La resistencia del hormigón era de 330 kp/cm² y se hormigonaron con encofrados metálicos deslizantes de 3 m de altura.

En la construcción de las vigas de los tramos se utilizó un hormigón de 450 kp/cm² de resistencia. Estas vigas van armadas, longitudinal y transversalmente, mediante cables postesos (figs. 22, 23 y 24). El pretensado longitudinal se realizó con cables de 24 alambres de 7 mm de diámetro, cada uno capaz de proporcionar un esfuerzo inicial de pretensado de 110 Mp (megapondios). Estos cables están constituidos por una espiral central alrededor de la cual se disponen los alambres, distribuidos en dos capas (8 + 16), cada una de ellas zunchada con alambre de acero ordinario. Sobre la pila central, la cabeza superior de la viga va armada con 324 cables. Sometidos a una tensión inicial de 10.175 kp/cm², proporcionan un esfuerzo total de pretensado de 30.500 Mp (megapondios) que, una vez experimentadas todas las pérdidas por fluencia, relajación, etc., se reducen a 25.750 Mp de esfuerzo final, lo que supone una tensión en el acero de 8.610 kp/cm².

La armadura de pretensado de las paredes y placa inferior de la viga cajón está constituida por cables de 12 alambres de 7 mm de diámetro dispuestos por parejas y que se tesan sólo por un extremo. En el otro extremo llevan un anclaje pasivo. La placa infe-

Sección transversal II

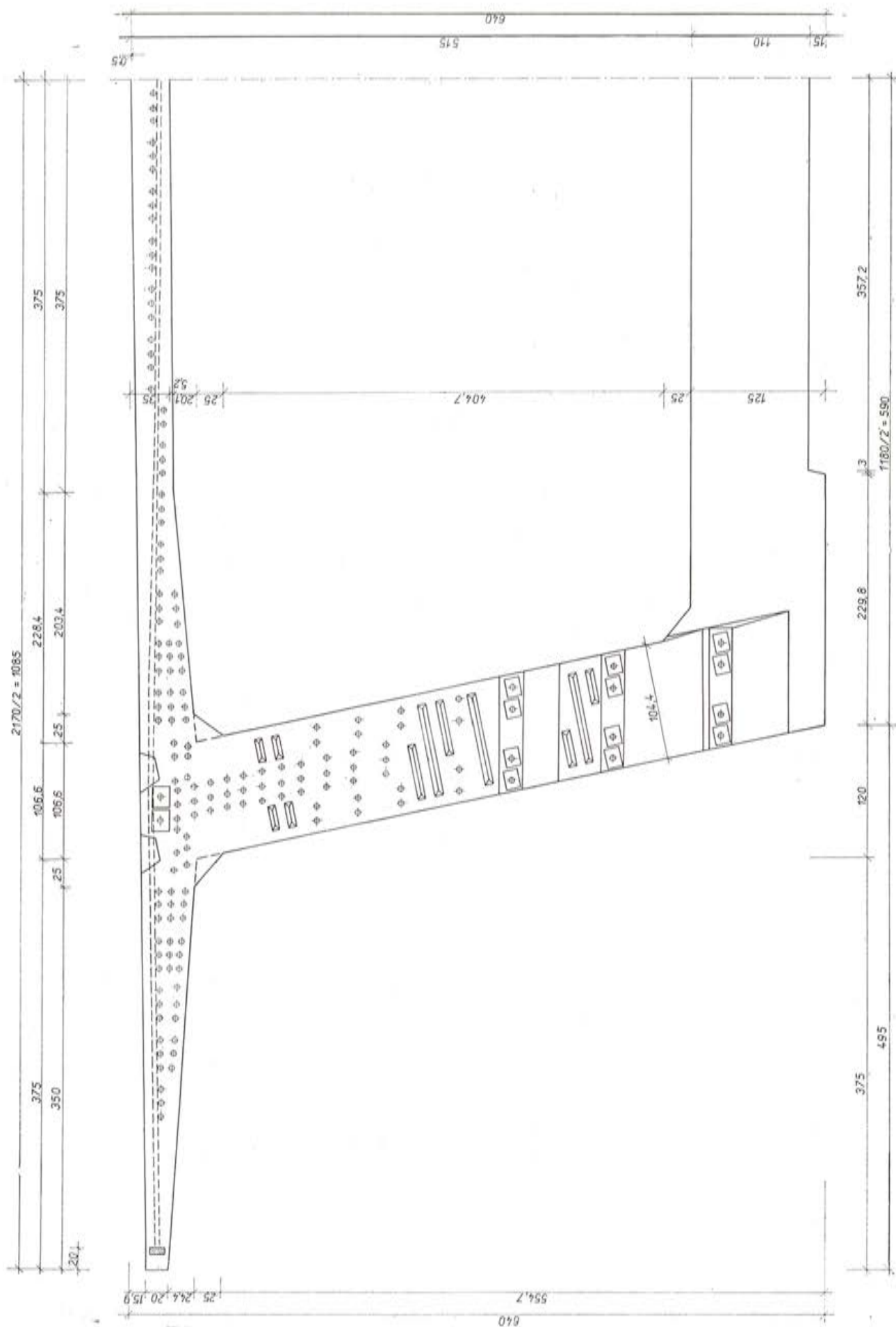


Figura 23.

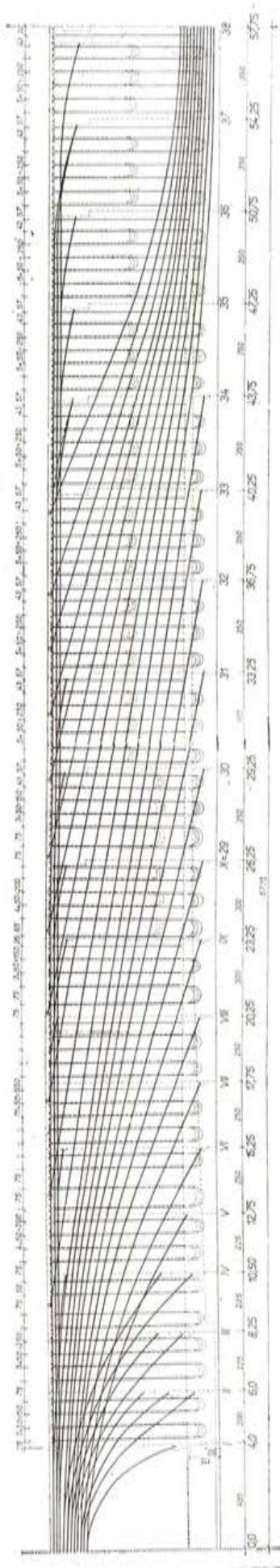


Figura 24.

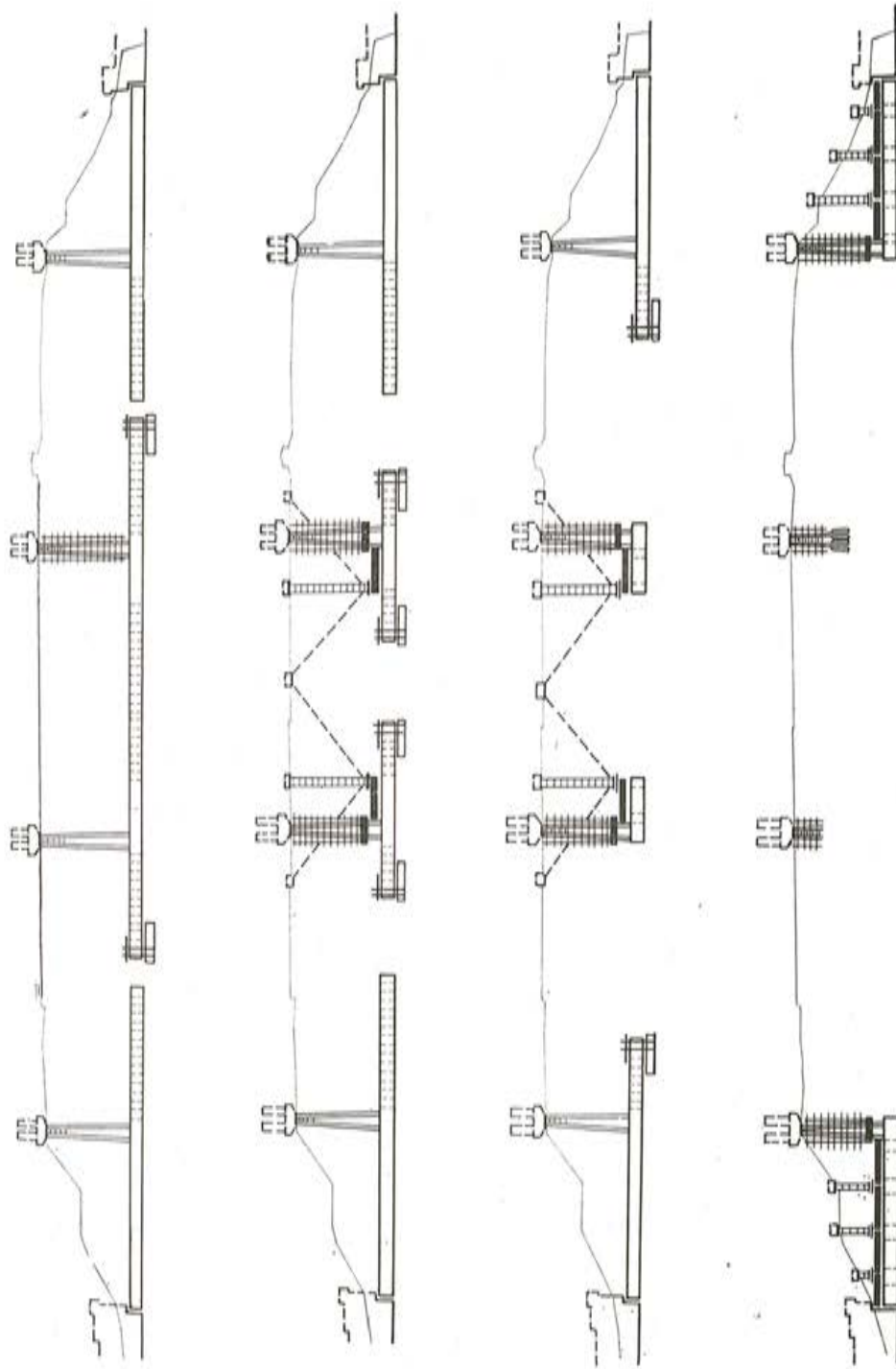


Figura 25.

rior de la viga cajón va provista, además, de una armadura adicional, transversal, de acero ordinario.

En la figura 25 se representa, esquemáticamente, el proceso de hormigonado del puente. Los tramos extremos se construyeron *in situ* sobre cimbras metálicas. En cambio los centrales se hormigonaron por voladizos sucesivos de 2 a 3,5 m de longitud y peso no superior a los 200 Mp (megapondios), utilizando carretones con encofrado móvil que avanzaban anclándose a la ménsula del tramo ya construida y pesaban 85 Mp (megapondios). Las dovelas iniciales de estos tramos se hormigonaron *in situ* valiéndose de una cimbra metálica apoyada, en un extremo, en la parte superior de la pila del puente, y en el otro, en un soporte provisional, con su correspondiente zapata de cimentación, y cuya cabeza superior se sujetaba mediante unos vientos constituidos por tirantes metálicos anclados en bloques de hormigón empotrados en el terreno.

En las ménsulas a cada lado de las dos pilas centrales se avanzaba en forma asimétrica. Primeramente se completó el tramo central enlazando los dos voladizos mediante cables de pretensado añadidos a *posteriori*. Después se terminó la construcción de las ménsulas contiguas hasta cerrar los dos tramos adyacentes. El cierre de estos tramos se hizo cuando la temperatura era de 10° C, que es superior a la media prevista durante la vida de servicio del puente, con el fin de reducir al mínimo las tensiones originadas por las posteriores variaciones térmicas.

Finalmente, antes de completar el enlace de las ménsulas que forman estos tramos segundo y cuarto, y con el objeto de evitar la aparición de tensiones secundarias no previstas en los cálculos, se esperó a que transcurriese el plazo necesario para que el fenómeno de retracción hubiese concluido, y se puso especial cuidado en conseguir una uniformidad total de las tensiones originadas en las dos pilas extremas por los efectos térmicos. Para poder comprobar en todo momento estas tensiones y saber cuándo se podía efectuar el cierre de los vanos al construir dichas pilas se dejaron embebidos en el hormigón 32 elongómetros eléctricos.

ACEROS

EMESA

**especiales para
armaduras de
hormigón**

**Pretesado
y
Postesado**



Embarques de expediciones de nuestros aceros con destino a la exportación.



ELABORADOS METALICOS, S. A. "EMESA" LA CORUÑA

el viaducto, en curva, de la "Porte de Paris", en Saint-Denis

P. SAINTIER
Ing. des Ponts et Chaussées

G. LACOMBE
Ing. des Arts et Manufactures, Director Técnico

G. MORANÇAY
Ing. Divisionnaire, P. I.

M. HENRY
Ing. de la Société des Constructions Coignet

NOTA DE LA REDACCION DE "HORMICON Y ACERO"

Es un motivo de satisfacción poder incluir, en nuestra Revista, la traducción del artículo publicado en *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, en el que los señores P. Saintier, M. Henry, G. Lacombe y G. Morançay exponen, con todo detalle, el proyecto, cálculo y construcción de esta extraordinaria estructura, cuya descripción estamos seguros habrá de resultar del máximo interés para nuestros lectores.

Queremos, en estas líneas, dejar constancia de nuestro sincero reconocimiento a M. P. Guerin, Secretario General del Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, por su amable autorización para publicar este trabajo y a los autores, señores P. Saintier, M. Henry, G. Lacombe y G. Morançay, por su gentileza al enviarnos los originales de las fotografías y figuras que ilustran el presente artículo.



concepción general de la obra

por P. SAINTIER

I. INTRODUCCION

La autopista del Norte, en los alrededores de París, cumple una doble misión, ya que sirve de unión entre París y Lille y como vía de descongestión del tráfico urbano. (fig. 1). Este segundo aspecto es el más importante dada su proximidad a París, e influyó deci-

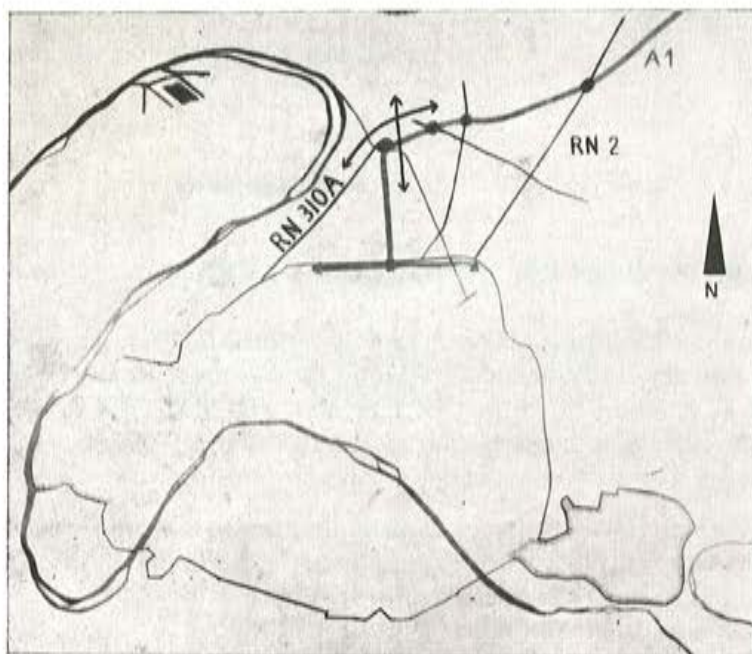


Fig. 1. — Plano de situación.

sivamente en la concepción de su proyecto, que presenta dos diferencias fundamentales respecto al de los tramos situados en campo abierto:

- mayor anchura de la autopista (2×3 ó 2×4 carriles en vez de 2×2 carriles) a causa del mayor volumen de tráfico;
- desviaciones y tramos de acceso más próximos entre sí (cada 2 ó 3 km en vez de cada 15 ó 20 km), ya que el recorrido medio de los vehículos en este tramo es más corto.

La autopista parte de la "Porte de la Chapelle", donde enlaza con el boulevard periférico y la carretera normal, siguiendo durante 2,5 km el trazado de la antigua R.N. 1 (avenida del Presidente Wilson). En este tramo presenta 2 calzadas de 4 carriles (fig. 2).

En la "Porte de París" su trazado se desvía hacia el Nordeste hasta llegar a "le Bourget" y "Roissy en France", con 2 calzadas de 3 carriles, continuando después hasta Lille con 2 calzadas de 2 carriles.

Entre el nudo de la "Porte de París" y el de "le Bourget", la autopista tiene dos enlaces con la carretera normal.



Fig. 2. — Nudo de la "Porte de la Chapelle" y avenida del Presidente Wilson.

II. EL NUDO DE LA "PORTE DE PARIS"

a) Objeto.

El nudo de la "Porte de París", situado en el centro del arrabal del Norte, desempeña un importante papel en la canalización del tráfico urbano (fig. 3). Un estudio, basado en encuestas realizadas entre los usuarios, confirmó y precisó lo que ya había hecho suponer la observación del tráfico en este sector; o sea, que el nudo debía:

- en primer lugar asegurar la unión entre la entrada a París por la autopista y el núcleo urbano de Saint-Denis;

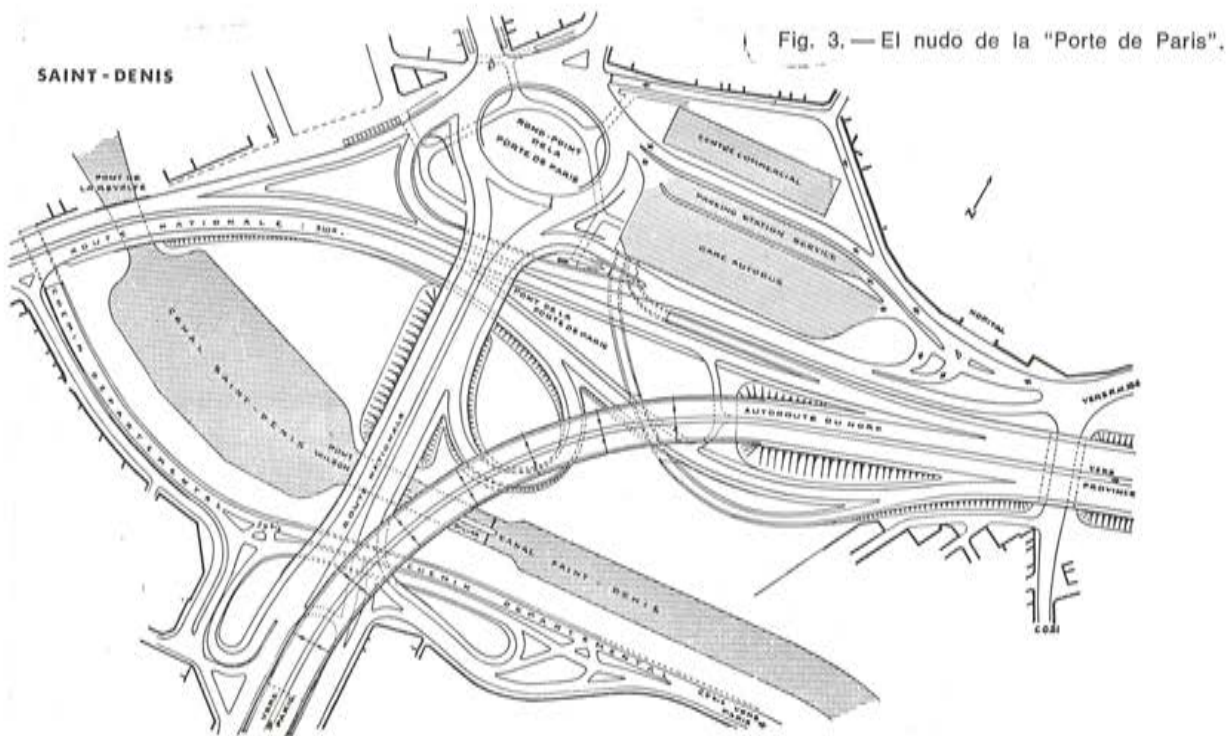


Fig. 3. — El nudo de la "Porte de Paris".

Fig. 4. — El nudo de la "Porte de Paris", durante su construcción. El viaducto en curva está ya en servicio. París se encuentra a la derecha.



- asegurar, además, los enlaces entre los distintos tramos de la carretera de circunvalación con la autopista del Este a través de la R.N. 310 A en el Oeste.

Era necesario, por último, mantener los diferentes enlaces de las circulaciones locales sin entorpecer la autopista.

Además estaba prevista la construcción de una estación del Metro en la “Porte de París”, y era preciso reservar espacio para un aparcamiento de unas 2.000 plazas de capacidad, unido a la autopista, y para una estación terminal de autobuses.

b) Descripción.

Ante todo, el trazado de la autopista debía enlazar al Sur con el eje de la avenida del Presidente Wilson y respetar de un modo especial los importantes edificios que la bordean (fig. 4).

Al Nordeste, el trazado venía impuesto por la conexión con el trazado urbano existente.

Estas dos condiciones determinaron un trazado curvo, relativamente pronunciado, de 300 m de radio en casi toda su longitud. Para compensar esta curva desde el punto de vista de la seguridad y comodidad de los usuarios, la calzada presenta un peralte del 7 por 100. Además, dispone de un sistema de calefacción para evitar la formación de hielo.

Los enlaces entre París y Saint-Denis, interceptan el antiguo trazado de la R.N. 1, realizándose los cruces a distinto nivel, consiguiéndose la distribución del tráfico mediante una gran plaza.

La circulación local se realiza fundamentalmente utilizando:

- el camino provincial 92 bis, que se une directamente a la R.N. 1;
- el enlace entre la antigua R.N. 1 y la desviación Este de Saint-Denis;
- los enlaces entre la plaza y la desviación Este;
- los enlaces entre la plaza y la R.N. 310 A; uno de ellos se efectúa mediante un bucle que afecta al trazado del viaducto curvo.

Al Nordeste se encuentra el espacio reservado para el aparcamiento y la estación de autobuses.

III. EL VIADUCTO CURVO

a) Elección de las luces de los vanos.

La ubicación de los diferentes ramales, cuyo trazado se cruza con el del viaducto, se determinó de forma que quedasen libres las zonas necesarias para poder situar las pilas correspondientes a una serie de tramos iguales del viaducto, de 48 m de luz cada uno, asegurándose así la libertad del paso del canal, del bucle y del ramal de enlace de la autopista con la R.N. 310 A. En el extremo Nordeste se añadió un tramo más corto, de 39 m, con la doble finalidad de aumentar la visibilidad bajo el viaducto y equilibrar los esfuerzos en el tramo de borde y el tramo normal, teniendo en cuenta que se trata de una estructura continua en toda su longitud.

En el extremo del lado Sur, resultaba más difícil dar paso a la carretera provincial 29 bis, situada a la cota menos uno, y a la R.N. 1 que cruza el viaducto con un fuerte esviaje y a la cota cero. Gracias a la forma de las pilas, constituidas por dos soportes independientes, pudo desdoblarse la R.N. 1, en dos calzadas, de las cuales una pasa por el espacio que queda libre entre los dos soportes de las pilas. Esta disposición permitió mantener en los vanos la luz de 48 m, conservando un trazado aceptable para la R.N. 1. En este extremo se añadió también un tramo de 39 m que, aparte de las ventajas que presenta desde el punto de vista de la resistencia de materiales, era preciso para no tener que recurrir a la construcción de altos muros de contención delante de los edificios próximos. Bajo este tramo se habilitará un pequeño aparcamiento de automóviles.

De esta forma se proyectó una estructura de 366 m de longitud total repartida en ocho tramos, seis centrales de 48 m y dos extremos de 39 m (fig. 4).

b) Elección del material.

La importante curvatura de la estructura, así como la conveniencia de unificar los materiales empleados a lo largo de toda la autopista, aconsejaron el empleo del hormigón para la construcción del tablero, sobre todo teniendo en cuenta que la cimentación no representaba ninguna dificultad. La magnitud de las luces a salvar, así como la esbeltez requerida, inclinaron la elección hacia el hormigón pretensado.

c) Elección del tipo de tablero.

Desde un principio se decidió la construcción de una estructura continua a lo largo de sus 366 m, pues de esta forma se conseguía:

- el empleo de secciones más económicas debido a la continuidad;
- obtener una estructura de pequeño canto (esbeltez 1/24);
- evitar la repetición de juntas en la calzada, siempre incómodas para los usuarios, de conservación normalmente difícil, y que raramente se logra que sean perfectamente estancas. Siempre es preferible sustituirlas por dos juntas extremas cuidadosamente protegidas.

Finalmente, con objeto de reducir en las vigas los esfuerzos de torsión producidos por la curvatura, se prefirió el empleo de una estructura, continua también en dirección transversal, en vez de emplear dos estructuras independientes como se hace generalmente para los puentes rectos.

d) Elección de la sección transversal.

El tablero lleva dos calzadas de tres carriles cada una ($2 \times 10,50$ m) que con la mediana de 2,50 m, las bandas-guías laterales de rodadura de 0,50 m y las aceras laterales de 1,50 m. completan la anchura total del tablero de 28,50 m (fig. 5).

Se adoptó un canto constante para las vigas, pues presenta un aspecto más agradable en el caso de una obra con gran número de tramos, sobre todo, si es de trazado curvo. Además, la prefabricación por dovelas resulta así más sencilla que en el caso de canto variable.

El canto de 2 m en las vigas, correspondiente a la esbeltez adoptada de 1/24, ha sido posible gracias a la continuidad longitudinal de la estructura.

Por tratarse de vigas curvas era conveniente el empleo de vigas cajón.

Se hubiese podido pensar en una sección transversal con cuatro cajones, pero esta solución obligaba a que los apoyos fuesen:

- o dos tabiques, que quitarían las vistas bajo el tablero,
- o cuatro soportes verticales, que producirían un efecto deplorable por el fuerte peralte del tablero.

La existencia de este peralte fue la que decidió, en gran parte, la elección definitiva de la sección, que está formada por dos cajones con tres almas, apoyados en soportes del-

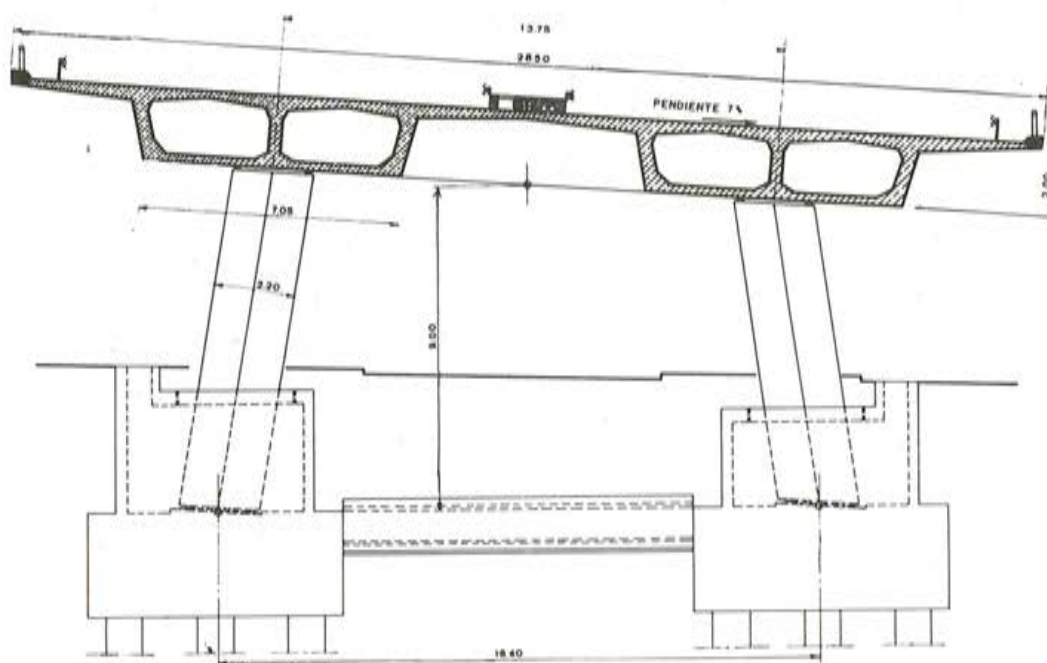


Fig. 5. — Sección transversal.

gados, prismáticos e inclinados. Si estos soportes fuesen en verticales podrían crear un efecto poco estético, pero inclinados hacia el eje del tablero, proporcionan una estabilidad a la sección que resulta agradable a la vista.

El encepado de las cabezas de los apoyos queda embebido en el espesor del tablero, consiguiéndose así el máximo aligeramiento de formas por debajo de aquél, cosa importante, ya que el viaducto cruza gran número de carreteras y, por tanto, será visto, desde abajo, por gran número de usuarios. Por la misma razón se han suprimido las riostras normales, solución que ya se ha empleado bastante en los últimos años por considerarse suficiente, para el reparto de las cargas, el forjado del tablero y las riostras de los apoyos (fig. 6).

Los grandes voladizos laterales acusan aún más la esbeltez del tablero.

De hecho, las diferentes soluciones adoptadas, se influenciaban mutuamente. Así:

- la inclinación de los soportes de las pilas aconsejaba la continuidad transversal, necesaria, por otra parte, a causa de la curvatura de las vigas;
- la incorporación del encepado en el espesor del tablero, favorecía la continuidad longitudinal, imprescindible para la economía de la sección y para solucionar los problemas de las juntas, facilitándose, además, el paso de una carretera entre los soportes inclinados de las pilas, ya que no existía reducción de gálibo bajo el encepado en estos puntos.



Fig. 6. — Vista de la obra por debajo del tablero.

e) Apoyos.

Para permitir las deformaciones longitudinales de la estructura y, dada la esbeltez de los soportes, las pilas alejadas del apoyo fijo están constituidas por bielas oscilantes, articuladas arriba y abajo. El apoyo fijo se situó en el centro, por razones de simetría y para disminuir la amplitud de los corrimientos en los extremos. No siendo suficiente para la estabilidad longitudinal un solo apoyo fijo, debido a la esbeltez del tablero, los tres apoyos centrales están empotrados en su base y articulados en su cabeza, asegurándose así dicha estabilidad. Los dos apoyos más próximos al central, soportan las deformaciones longitudinales gracias a su propia flexibilidad.

Por lo que se refiere al tipo de articulación elegida debe señalarse lo siguiente: Indudablemente, las articulaciones metálicas ofrecen la ventaja de que ocupan poco espacio, pero en este caso concreto, la magnitud de las reacciones verticales (hasta 1.800 Mp) originaba problemas de distribución de cargas para conseguir unos valores admisibles sobre las cimentaciones. Unido esto al delicado entretenimiento que necesitan unas articulaciones de este tipo y a no resultar agradable la colocación de articulaciones metálicas en una obra realizada totalmente en hormigón se prefirió emplear articulaciones tipo Freysinnet de hormigón zunchado que no precisan conservación especial, se incorporan fácilmente a la estructura y aseguran una buena transmisión de las cargas. Tienen el inconveniente

niente de que las rotaciones que admiten son limitadas por lo que fue necesario realizar unos ensayos a escala natural, de los que se dedujo la necesidad de realizar una regulación de las zapatas de las pilas durante la construcción.

Los estribos no ofrecen características especiales. Están formados por dos cajones de hormigón armado cuya cara delantera constituye la lámina oscilante de apoyo del tablero. En el interior de estos cajones se han colocado diversos equipos eléctricos tales como los transformadores para el alumbrado de la autopista y para el sistema de calefacción de la calzada.

Las cimentaciones se realizaron mediante pilotes huecos de 9 a 12 m de longitud, verticales o inclinados, que transmiten las cargas a una capa de terreno calcáreo de la resistencia adecuada.

influencia de la solución adoptada, en el cálculo de la estructura

por M. HENRY

El problema planteado a la oficina técnica de proyectos consistía en el estudio del tablero de un puente que presentaba las siguientes características:

Curvatura y peralte bastante acusados ($R = 300$ m, $\text{tg } \alpha = 0,07$); continuidad longitudinal y transversal (anchura, 28,5 m; longitud, $39 \text{ m} + 6 \times 48 \text{ m} + 39 \text{ m} = 366 \text{ m}$); ausencia de riostras exceptuando los encepados de los apoyos (incorporados en el espesor del tablero); existencia de un tercer alma en la sección en cajón del tablero.

Teniendo en cuenta la esbeltez de la obra ($\frac{1}{24}$) y los grandes voladizos laterales (3,2 m) era preciso hallar un método de cálculo que permitiese determinar:

- 1.º La transmisión de cargas de un cajón a otro.
- 2.º La distribución de momentos flectores transversales en el tablero y las almas.

Era necesario conocer realmente lo que sucede cuando bajo la acción de una sobrecarga con excentricidad constante, una sección en cajón se encuentra sometida a flexión y torsión combinadas.

En la figura 7 puede apreciarse que, además de las reacciones de apoyo se originan tres funciones de borde $q(x)$, $m(x)$, $n(x)$, repartidas a lo largo del eje de la estructura (se desprecia la función de deslizamiento longitudinal), y que representan respectivamente, el esfuerzo cortante, el momento flector y el esfuerzo normal en la placa de unión. En los tramos próximos se originan otros esfuerzos semejantes. Para eliminar la hiperestaticidad del sistema se practicaron una serie de cortes en la sección, aplicando posteriormente en los bordes los pares de esfuerzo (o de funciones de los esfuerzos) iguales y de sentido contrario necesarios para restablecer la continuidad del conjunto.

ESTUDIO DE UNA REBANADA ELEMENTAL DEL CAJON

Estudiando una rebanada de este tipo de espesor unidad se puede apreciar (fig. 8) que la carga exterior está equilibrada por la diferencia de tensiones tangenciales entre sus dos caras. Estas tensiones tangenciales dependen únicamente del momento de torsión y del esfuerzo cortante.

El cálculo de las tensiones tangenciales por torsión es inmediato.

Siendo: g = deslizamiento unitario a lo largo de la generatriz del cajón, C = momento de torsión, y Ω área de la superficie interior del cajón se tiene:

$$g = \frac{C}{2 \Omega}.$$

El cálculo de las tensiones tangenciales producidas por el esfuerzo cortante es hiperestático.

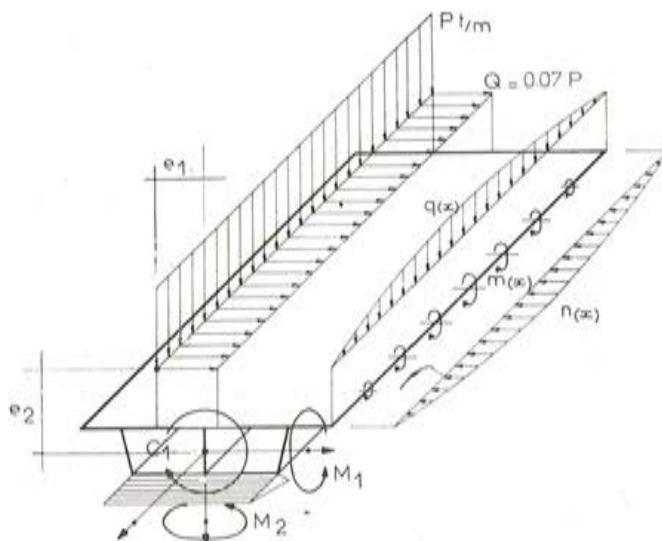


Fig. 7. — Incógnitas hiperestáticas para una carga de excentricidad constante.

En primer lugar se transforma el perfil cerrado en un perfil abierto mediante dos cortes simétricos practicados en el ala inferior.

Las tensiones tangenciales unitarias (por metro de longitud) se deducen de la expresión siguiente:

$$t = \frac{T \cdot M_s}{I_0}$$

en la cual:

T = esfuerzo cortante.

M_s = momento estático.

I_0 = momento de inercia de la sección,

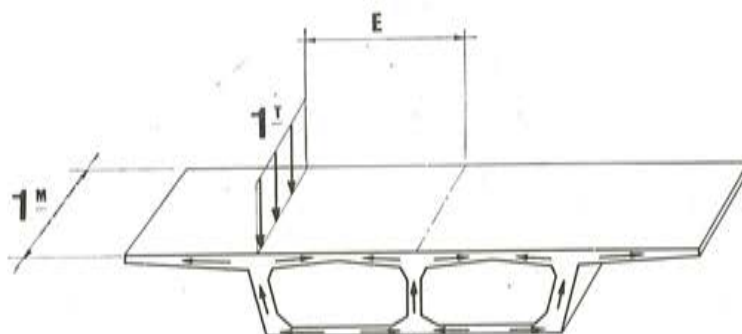


Fig. 8. — Esfuerzos aplicados en una rebanada elemental de cajón único.

Aplicando ahora en los bordes de los dos cortes antes mencionados, pares de esfuerzos de deslizamiento iguales y opuestos, se determinan en el perfil los diagramas rectangulares de deslizamiento. Basta entonces con expresar que el trabajo de estos esfuerzos es nulo bajo la acción de las tensiones tangenciales isostáticas e hiperestáticas desconocidas,

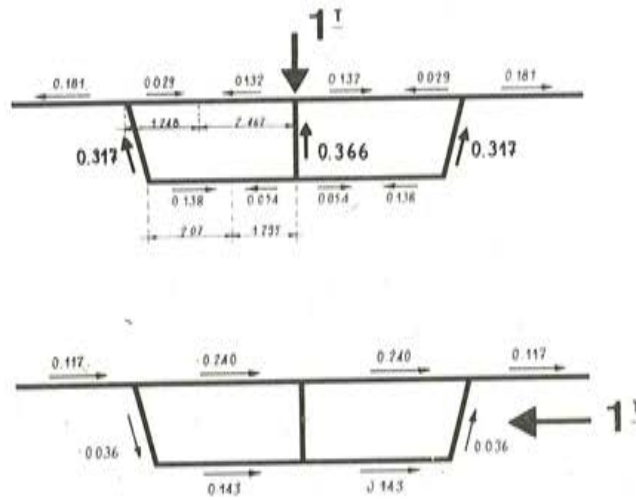


Fig. 9. — Resultantes de las diferencias de esfuerzos tangenciales por esfuerzo cortante (cargas aplicadas en el centro de torsión).

igualando estas últimas a X veces las tensiones tangenciales unitarias. El trabajo de estos esfuerzos es:

$$\mathcal{C} = \int \frac{t_1(s) \cdot t_2(s)}{G \cdot e(s)} ds$$

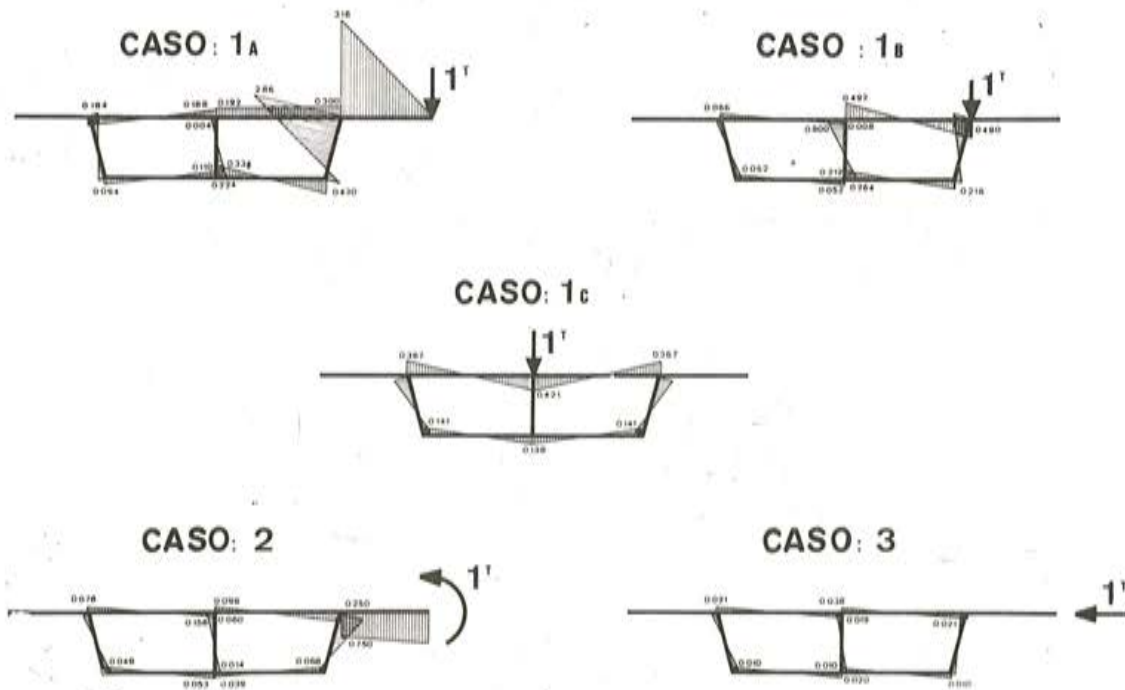


Fig. 10. — Momentos flectores transversales bajo ciertos estados de carga.

en donde $t_1(s)$ y $t_2(s)$ son las tensiones tangenciales, y $e(s)$, el espesor en el punto de abscisa s .

De esta forma se determinan los diagramas de tensiones tangenciales a todo lo largo de las alas y almas y no falta más que integrarlas (ver fig. 9).

Bajo la influencia del sistema en equilibrio: carga exterior más diferencia de tensiones longitudinales, el perfil del cajón se alabea y aparecen momentos transversales.

El cálculo de estos momentos se reduce a la resolución de las ecuaciones con tres incógnitas que se deducen al considerar la acción conjunta de las cargas simétricas y anti-simétricas.

En la figura 10 se han representado algunos de estos diagramas.

ESTUDIO DE UN TRAMO, DE DOS CAJONES, SIMPLEMENTE APOYADO

Volviendo a la figura 7 se observa que la dificultad estriba en que las funciones de borde son funciones y no valores numéricos. Para obviar este inconveniente se desarrollan en serie de Fourier (ver fig. 11), tanto la carga exterior de excentricidad constante como las funciones de borde antes mencionadas.

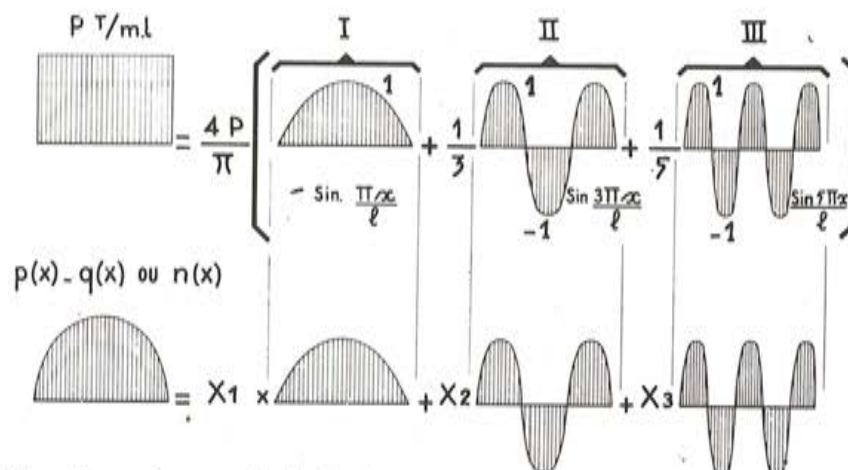


Fig. 11. — Desarrollo en serie de Fourier de una carga uniforme y de las incógnitas de borde (caso de viga sobre apoyos simples). Los sistemas I, II, III están en equilibrio.

Se admite la hipótesis fundamental siguiente: los términos del mismo grado forman un sistema en equilibrio. Así, pues, hay que resolver una serie de sistemas hiperestáticos de tres incógnitas que son simples valores numéricos o coeficientes multiplicadores de:

$$\text{sen } \frac{n \cdot \pi \cdot x}{L}$$

Basta expresar los valores de las incógnitas del primer sistema en función de L :

$$x_i = f_i(L)$$

y sumar las series (caso de carga uniforme):

$$x_i = f_i(L) \text{sen } \frac{\pi \cdot x}{L} + f_i\left(\frac{L}{3}\right) \text{sen } \frac{3 \pi \cdot x}{L} + \dots + f_i\left(\frac{L}{n}\right) \text{sen } \frac{n \cdot \pi \cdot x}{L} + \dots$$









	a_{qq}	a_{mm}	a_{nn}
	TRABAJO DE LA FUNCIÓN DE LA FUERZA TESTIGO $\frac{\pi x}{l}$, EN LOS CORRIENTES ORIGINADOS POR LA FUNCIÓN DE LA FUERZA UNITARIA $\frac{1}{l}$	TRABAJO DE LA FUNCIÓN DEL PAR TESTIGO $\frac{\pi x}{l}$, EN LOS CORRIENTES ORIGINADOS POR LA FUNCIÓN DEL PAR UNITARIO $\frac{1}{l}$	TRABAJO DE LA FUNCIÓN DE LA FUERZA TESTIGO $\frac{\pi x}{l}$, EN LOS CORRIENTES ORIGINADOS POR LA FUNCIÓN DE LA FUERZA UNITARIA $\frac{1}{l}$
TRABAJO DE FLEXION LONGITUDINAL VERTICAL	 $M_0 = -\frac{1}{\pi^2} \sin \frac{\pi x}{l}$ $\frac{d^3 M_0}{dx^3} = -\sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{qq})_1 = \int_0^l \frac{M_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{qq})_3 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$	CERO	CERO
TRABAJO DE FLEXION LONGITUDINAL HORIZONTAL	CERO	CERO	 $M_0 = -\frac{1}{\pi^2} \sin \frac{\pi x}{l}$ $\frac{d^3 M_0}{dx^3} = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{nn})_1 = \int_0^l \frac{M_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{nn})_3 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$
TRABAJO DE TORSION	 $C_0 = -\frac{1}{\pi^2} \cos \frac{\pi x}{l}$ $\frac{dC_0}{dx} = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{qq})_3 = \int_0^l \frac{C_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{qq})_1 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$	 $C_0 = -\frac{1}{\pi^2} \cos \frac{\pi x}{l}$ $\frac{dC_0}{dx} = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{mm})_3 = \int_0^l \frac{C_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{mm})_1 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$	 $C_0 = -\frac{1}{\pi^2} \cos \frac{\pi x}{l}$ $\frac{dC_0}{dx} = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{nn})_3 = \int_0^l \frac{C_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{nn})_1 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$
TRABAJO DE FLEXION TRANSVERSAL	 $M_0 = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{qq})_1 = \int_0^l \frac{M_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{qq})_3 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$	 $M_0 = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{mm})_3 = \int_0^l \frac{M_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{mm})_1 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$	 $M_0 = \sin \frac{\pi x}{l}$ $(a_{nn})_3 = \int_0^l \frac{M_0}{b} dx = \frac{1}{\pi^2} \int_0^l \sin \frac{\pi x}{l} dx = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$ $(a_{nn})_1 = \frac{1}{\pi^2} \times \frac{2}{\pi}$
TOTAL	$a_{qq} \neq 0$	$a_{mm} \neq 0$	$a_{nn} \neq 0$

Fig. 12.— Ejemplo de cálculo de los coeficientes de las ecuaciones de compatibilidad.

Los coeficientes de las ecuaciones con tres incógnitas tienen en cuenta las flexiones longitudinales, horizontal y vertical, así como la torsión de los cajones y su flexión transversal. En la figura 12 se reproduce un ejemplo de cálculo de algunos de estos coeficientes.

ESTUDIO DE UN TRAMO CONTINUO DE DOS CAJONES

Cada viga está empotrada elásticamente en sus extremos. La rigidez de este empotramiento se define mediante la relación momento-rotación que depende del caso de carga considerado.

Se han deducido así, para una viga continua de un número infinito de tramos, cuatro casos de cargas elementales, simétricas y antimétricas que conducen a notables simplificaciones de las incógnitas (momentos nulos sobre los apoyos, momentos nulos en la losa, empotramientos perfectos, etc.).

El problema consiste, por tanto, en definir las funciones $m(x)$, $q(x)$ y $n(x)$, que corresponden a momentos unitarios aplicados en los extremos del tramo isostático. Igual que en el caso anterior, la solución se obtuvo por desarrollos en serie de Fourier, teniendo en cuenta la rigidez a torsión de la riostra de apoyo.

La serie converge lentamente, y mediante un artificio algebraico pudo sumarse exactamente.

Trazadas las líneas de influencia de todas las secciones importantes en el interior del cajón se han determinado los momentos de flexión longitudinal en las vigas, teniendo en cuenta las diferencias de longitud debidas a la curvatura.

En las figuras 13 y 14 se representan dos ejemplos de estas líneas de influencia.

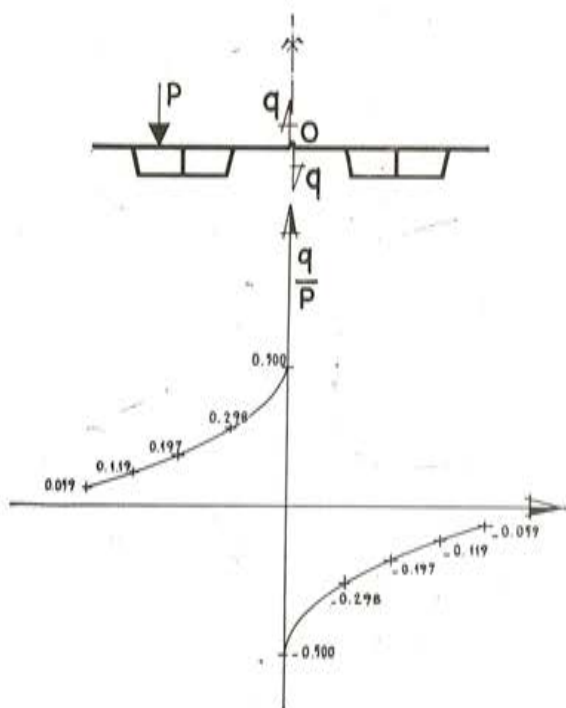


Fig. 13. — Línea de influencia del esfuerzo cortante en el centro de la losa (caso de viga continua).

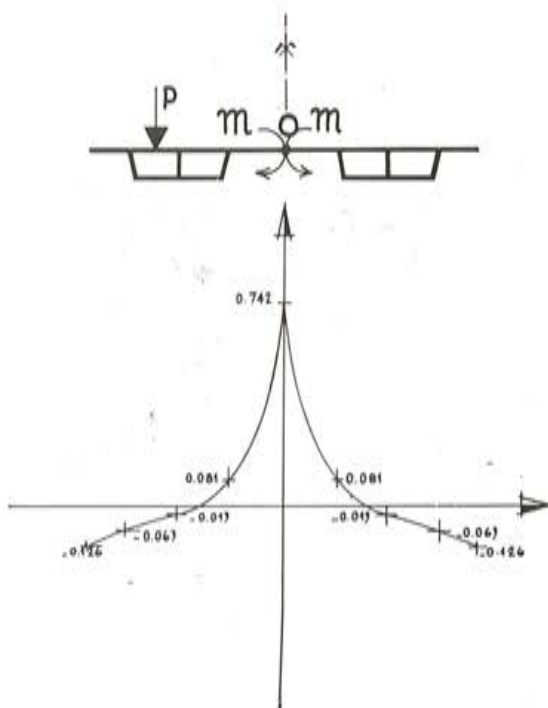


Fig. 14. — Línea de influencia del momento flector en el centro de la losa (caso de viga continua).

ESTUDIO DE LOS APOYOS

Como se ve en las figuras 15 y 16, el tablero de este viaducto está constituido por una gran losa curva sometida a grandes variaciones lineales originadas por la retracción,

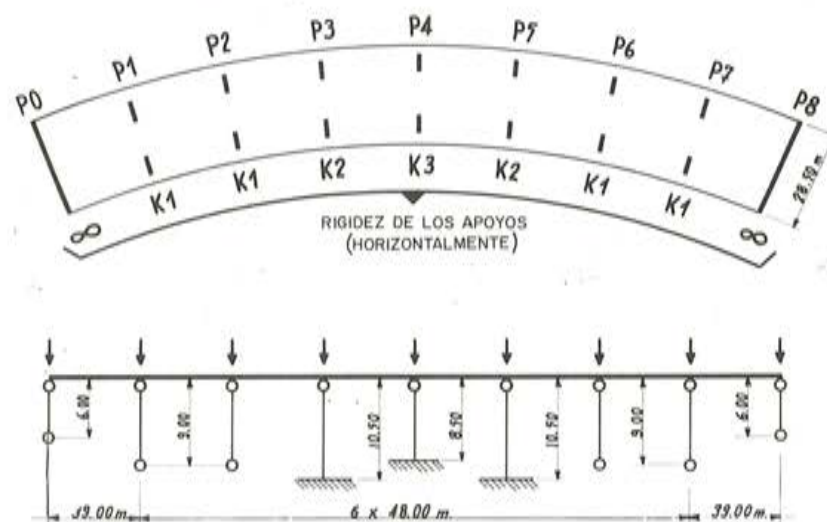


Fig. 15. — Esquema estático del tablero.

fluencia y cambios de temperatura, así como a esfuerzos horizontales del frenado (60 Mp) y a la fuerza centrífuga (100 Mp).

Para permitir los movimientos de esta losa en dirección longitudinal, las pilas extremas se han resuelto como bielas:

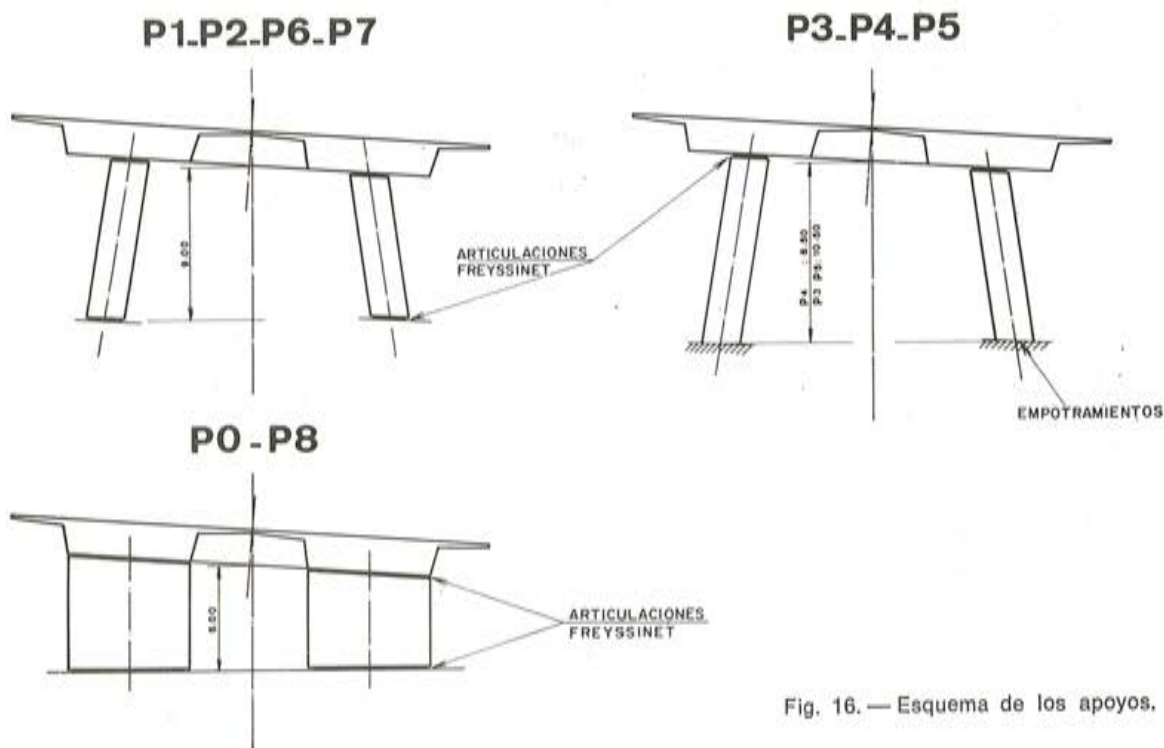


Fig. 16. — Esquema de los apoyos.

- a) En dirección transversal, los pórticos son de rigidez variable; así en P0 y P8 existen pórticos (placas macizas) de rigidez infinita; en P3, P4 y P5, los pórticos son de gran rigidez (K2 y K3), y los pórticos P1, P2, P6 y P7 tienen una rigidez media (K1).

Bajo los efectos de las variaciones lineales, el arco de círculo que materializa en planta el eje del viaducto se transforma en un arco de círculo homotético. Como consecuencia, y dadas las rigideces relativas de los apoyos y del tablero, éste origina, al incurvarse, reacciones horizontales en los pórticos.

Como ejemplo, en la figura 17 se indican los valores de las reacciones en los apoyos para un acortamiento relativo de 6×10^{-4} . Por otra parte, bajo el efecto de

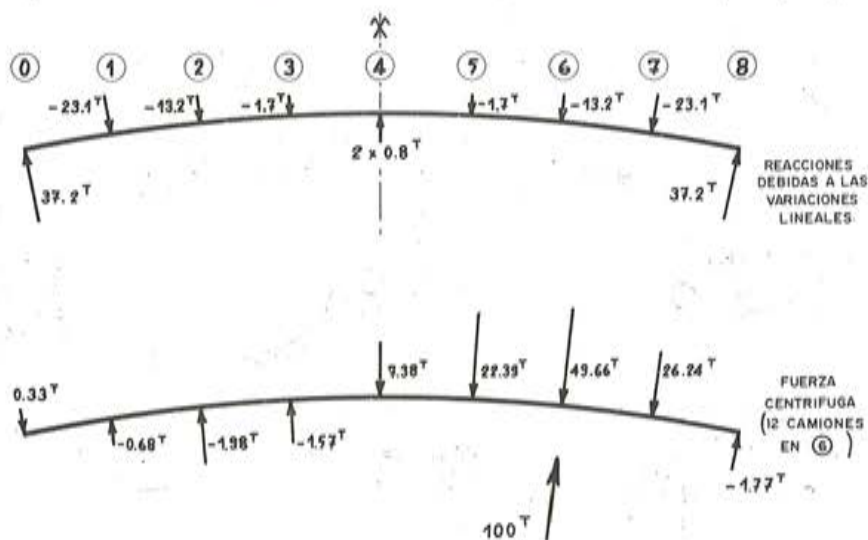


Fig. 17. — Reacciones horizontales de apoyo, en la cabeza de las pilas.

la fuerza centrífuga de 100 Mp (12 camiones de 30 Mp, a 100 km/hora), el tablero flexa horizontalmente y reparte el esfuerzo entre los apoyos próximos.

En este caso particular se ve que la rigidez horizontal del tablero da lugar a que el apoyo considerado no actúe más que la mitad del esfuerzo aplicado.

- b) En dirección longitudinal, el problema más delicado consistía en saber las longitudes que debían tener las pilas P3 y P5. Era preciso que fuesen suficientemente flexibles para adaptarse a las variaciones lineales de un tramo de 48 m. Pero, por otra parte, debían tener la rigidez suficiente para aportar su parte alícuota a la estabilidad del conjunto frente al pandeo en dicha dirección longitudinal.

A la vista del esquema de la figura 18 se comprende que al imponer al tablero un corrimiento longitudinal arbitrario "u" si el trabajo originado al descender las cargas verticales es superior al aumento de energía elástica de las pilas estabilizadoras P3, P4 y P5, el equilibrio es inestable y estas tres pilas pandearán.

Si N y h son, respectivamente, la carga y la altura de cada una de las pilas, y N'_e la carga de Euler de las pilas estabilizadoras, se demuestra que el coeficiente de seguridad al pandeo es:

$$\lambda = \frac{\sum \frac{N'_e}{h}}{\sum \frac{a \cdot N}{h}}$$

con:

$$\alpha = 1 \text{ para las pilas estabilizadoras}$$

$$\alpha = 0,8 \text{ para bielas}$$

En definitiva, puede decirse que de un modo esquemático, todo ocurre como si la carga total de la estructura estuviese aplicada en la cabeza de las pilas estabilizadoras.

En este caso, y teniendo en cuenta la flexibilidad de los macizos de cimentación sobre pilotes, el coeficiente de seguridad al pandeo con $E = 120.000$ bars) resulta:

$$\lambda = 3,1$$

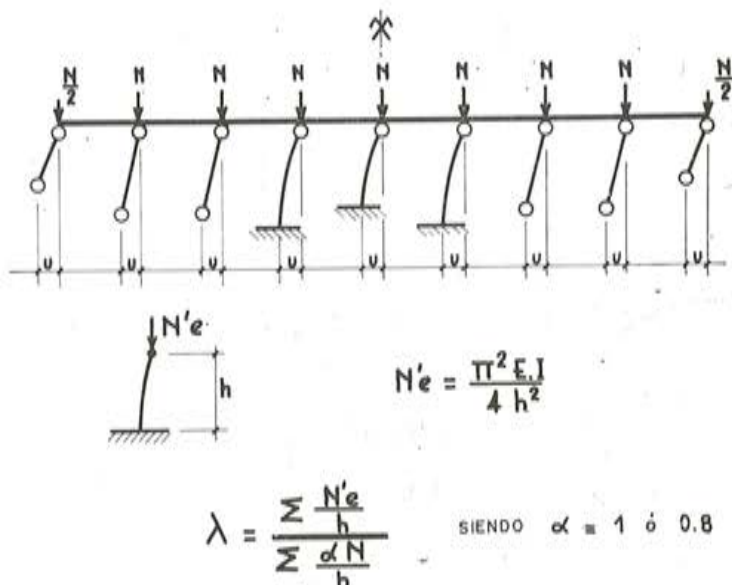


Fig. 18. — Estabilidad al pandeo de la estructura continua.

Durante la construcción, el coeficiente real de seguridad ha sido siempre superior a este valor.

elección del procedimiento constructivo

por G. LACOMBE

El problema de los apoyos era una de las principales dificultades planteadas por la original concepción de esta estructura.

Como consecuencia de la gran longitud del tablero, la acumulación de los efectos producidos por la retracción, la deformación instantánea debida al pretensado y la diferencia debida a la fluencia, así como las deformaciones originadas por las variaciones térmicas, conducían a unos giros demasiado grandes que difícilmente podían ser aceptados por las articulaciones Freyssinet de las pilas. Debido a ello era necesario reducir al mínimo las deformaciones irreversibles originadas por la retracción y por la introducción del esfuerzo de pretensado.

Por otra parte, la construcción con arreglo a métodos tradicionales de las vigas cajón habría obligado prácticamente a interrumpir el hormigonado en la parte inferior de los cajones, precisamente donde existe una mayor concentración de cables de pretensado y en un lugar donde, siendo ya importantes las tensiones tangenciales, habría sido necesario poner armaduras de cosido.

Además, la diferencia de edad de los hormigones, ocasionada por esta interrupción, produciría unas tensiones tangenciales suplementarias por retracción diferencial.

La prefabricación del tablero en forma de dovelas eliminó estos dos inconvenientes, ya que las dovelas, hormigonadas de una sola vez, se colocaban en obra, habiendo transcurrido ya unos dos meses desde su fabricación, con lo que habían alcanzado más del 90 por 100 de su resistencia final y experimentado más de los dos tercios de su retracción total. La disminución en las deformaciones acumuladas que se obtiene de esta manera puede alcanzar de $2,5$ a 3×10^{-4} , lo que representa, aproximadamente, un tercio de la deformación total previsible para una estructura hormigonada *in situ* que es del orden de $7,5 \times 10^{-4}$.

Esta solución permite también prescindir en obra de obreros especializados, difíciles de conseguir en general. Asimismo permite asegurar una mejor calidad de hormigón (y, sobre todo, una mayor homogeneidad y un control más fácil de esta calidad), mayor precisión y un acabado más perfecto de las formas exteriores.

Por otra parte, la posibilidad de realizar simultáneamente varias de las operaciones, que con los métodos tradicionales es necesario efectuar en etapas sucesivas, permite reducir el plazo de ejecución.

Gracias a ello se pudo realizar en seis meses el montaje de los 10.600 m^2 de tablero, a un ritmo medio de un tramo cada tres semanas. El ritmo máximo alcanzado fue de 5 dovelas por día.

La prefabricación permitió, por otra parte, resolver el gran problema originado por la necesidad de disponer de espacios libres en la mitad Sur de la obra, en el extremo más próximo a París (figs. 3 y 4).

En esta zona se encuentran (fig. 19), sucesivamente, la doble esclusa del canal de Saint-Denis, la trinchera del C.D. 29 bis, cuyo fondo queda a 13 m por debajo del tablero y medio cubierto por el extremo Sur del puente Wilson y, por último, la R.N. 1 (fig. 20), con un tráfico medio diario de 55.000 vehículos, que cruza además la carretera paralela al canal de Saint-Denis. La configuración del lugar impedía prácticamente la circulación de maquinaria al nivel del terreno en toda esta zona; o sea, a lo largo de más de 180 m de viaducto.

Por el contrario, en el extremo Norte, hacia Saint-Denis, se podía disponer para la instalación del taller de obra, de la plataforma preparada para la autopista y sus tramos de acceso, así como también de las plataformas de las carreteras inferiores, aún libres de circulación.

Todo ello condujo a disponer el taller de prefabricación de dovelas en esta plataforma, transportándolas después desde este punto hacia el estribo del lado de París, haciéndolas rodar sobre la obra a medida que iba avanzando la construcción. Esta disposición permitía, pues, evitar toda circulación por debajo del nivel del tablero y organizar los trabajos en una zona donde no existían problemas de espacio.

Asimismo es conveniente señalar que, en la mitad Norte de la obra, el peralte es constante e igual al 7 por 100, en tanto que en los dos últimos tramos hacia París, y para

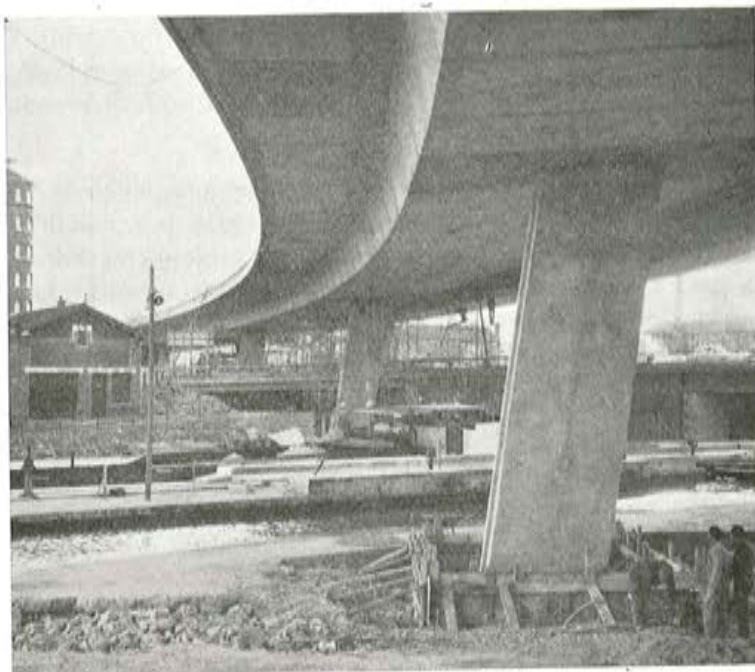


Fig. 19. — Extremo del viaducto, próximo a París. En primer plano, la pila P 4 y las dos esclusas del canal de Saint-Denis; al fondo, el ramal y paso subterráneo del CD 29 bis y la R.N. 1.



Fig. 20. — Paso bajo el viaducto de la R.N. 1, entre las pilas P3 y P2. La pila P2 está ubicada en el mismo eje de la R.N. 1, cuyos usuarios circulan a uno y otro lado del soporte izquierdo de la pila P2.

lograr el acuerdo con la alineación recta de la avenida del Presidente Wilson, dicho peralte es variable y llega a un 2 por 100 en el estribo más próximo a París, lo que complica extraordinariamente el trabajo. Debido a esto era también preferible comenzar por el lado de Saint-Denis.

Quedaba únicamente por determinar la forma de colocación de las dovelas. A primera vista parecía seductora la idea de realizar las vigas por voladizos sucesivos. Por desgracia, las dificultades inherentes a la curvatura del tablero con radio de 300 m en planta (1 m de flecha para 48 m de longitud) y la necesidad de asegurar la colocación alternativa de las dovelas en uno y otro de los dos cajones, cuya unión inmediata era indispensable para resistir los esfuerzos de torsión en el tablero obligaron a desechar este método.

Dada la escasa altura sobre el terreno, la solución escogida consistió en colocar las dovelas, mediante cimbra, con ayuda de una grúa-pórtico automotor. Se preparaban sobre la cimbra las dovelas necesarias para formar un tramo completo, de pila a pila, y se realizaba después el pretensado mediante cables, continuos todo a lo largo de este tramo. En la práctica, el pretensado de un tramo N se efectuaba utilizando dos grupos de cables de la misma potencia:

- El primero actuaba sobre los tramos $N - 1$ y N .
- El segundo sobre los tramos N y $N + 1$.

Los cables tenían, por tanto, una longitud de dos tramos. Con ello se obtuvo una notable economía de anclajes en los cables longitudinales, ya que, teniendo en cuenta los tramos extremos, se utilizaba solamente un anclaje cada 44 m de cable, en tanto que la construcción en voladizo habría exigido, aproximadamente, un anclaje cada 14 m; o sea, un número de anclajes casi tres veces mayor.

Las juntas de 2 cm de espesor entre dovelas se rejuntaron con mortero de cemento. El período que debe transcurrir para lograr el necesario endurecimiento de la junta antes de introducir el esfuerzo de pretensado (alrededor de veinticuatro horas) no influye apreciablemente en el plazo global de ejecución de un tramo completo en contraposición con lo que ocurre en el caso de la construcción en voladizo.

Se pensó en utilizar el método de juntas pegadas, pero se abandonó finalmente, ya que requería un importante pretensado provisional dovela a dovela, necesario, por una parte, para obtener el cierre de la junta antes de que endurezca el pegamento y, por otra, para resistir la desnivelación elástica de los apoyos de la cimbra al paso del pórtico que transporta las dovelas. Por ello se adoptó el método de rellenar con mortero las juntas, una vez colocadas todas las dovelas de un tramo, cuando ya la grúa-pórtico no tiene que pasar por él.

Por tanto, el tablero aparece cortado, en dirección longitudinal, en trozos de 3,35 m, aproximadamente, y en dirección transversal, según el eje longitudinal de la estructura y, por otra parte, en el forjado, en las proximidades de las almas exteriores de las vigas cajón (fig. 21).

En definitiva se utilizaron:

- 200 dovelas de un peso aproximado de 50 Mp, y
- 400 placas de 6 Mp de peso;

es decir, que se prefabricaron 5.000 m³ de hormigón, de los 6.500 m³ que componen el tablero de la estructura.

Las dovelas, que teóricamente debían ser curvas, se construyeron en forma de paralelepípedos rectos; la diferencia que así resulta respecto al trazado teórico, de 300 m de radio, es inferior a 5 mm.

Se ha aprovechado también la posibilidad que ofrece la prefabricación de construir las piezas en una posición diferente de la de su utilización.

Así las piezas se construyeron formando un ángulo de 90° con respecto a la posición en que serían colocadas en obra; es decir, con el eje longitudinal de la dovela colocado

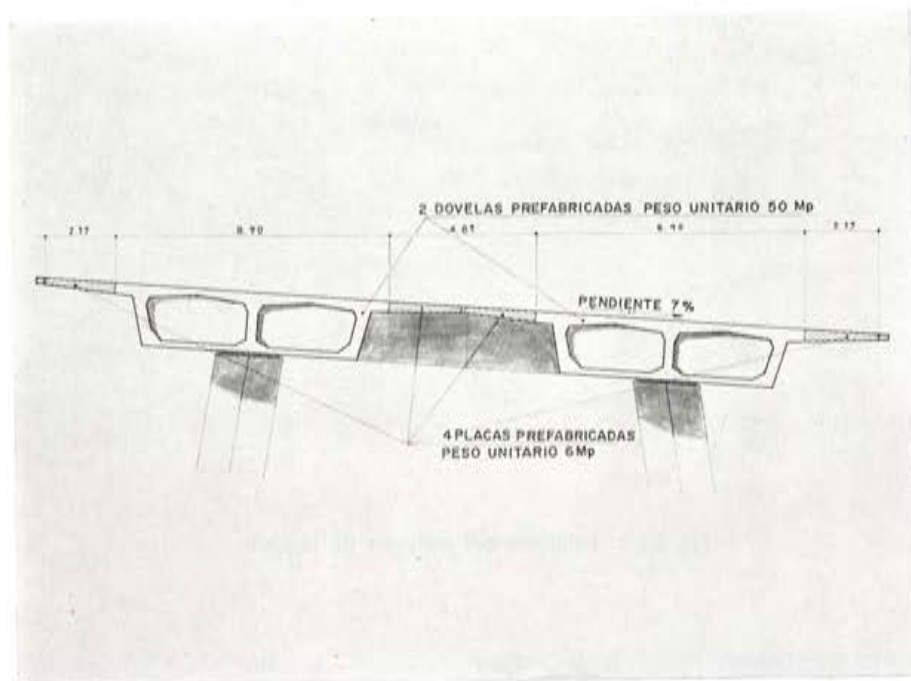


Fig. 21. — Descomposición de la obra en elementos prefabricados.

vertical. Esta disposición permite obtener una compactación uniforme del hormigón en todo el espesor del forjado, cuyas dos caras quedan en contacto con el encofrado, haciendo innecesario el refrentado de las caras superiores asegura un mejor llenado del molde porque las vainas de los cables de pretensado son sensiblemente paralelas a la dirección de hormigonado y, por último, elimina las dificultades que presentaría el hormigonado tradicional de la placa inferior del cajón, dada la pequeña altura del hueco interior del mismo (alrededor de 1,50 m).

Los trabajos se realizaron simultáneamente en 3 lugares diferentes:

- 1.º Taller de prefabricación en el estribo del lado de Saint-Denis (fig. 22), constituido por:
 1. Instalaciones generales: oficinas y talleres.
 2. Central de hormigonado con una capacidad de $25 \text{ m}^3/\text{h}$.
 3. Moldes de las dovelas y placas (fig. 23).
 4. Taller de preparación de ferralla y vainas.
 5. Parque de almacenamiento de dovelas y placas (fig. 24) equipado con un pórtico-grúa para su transporte.
 6. Taller de fabricación de cables de pretensado.

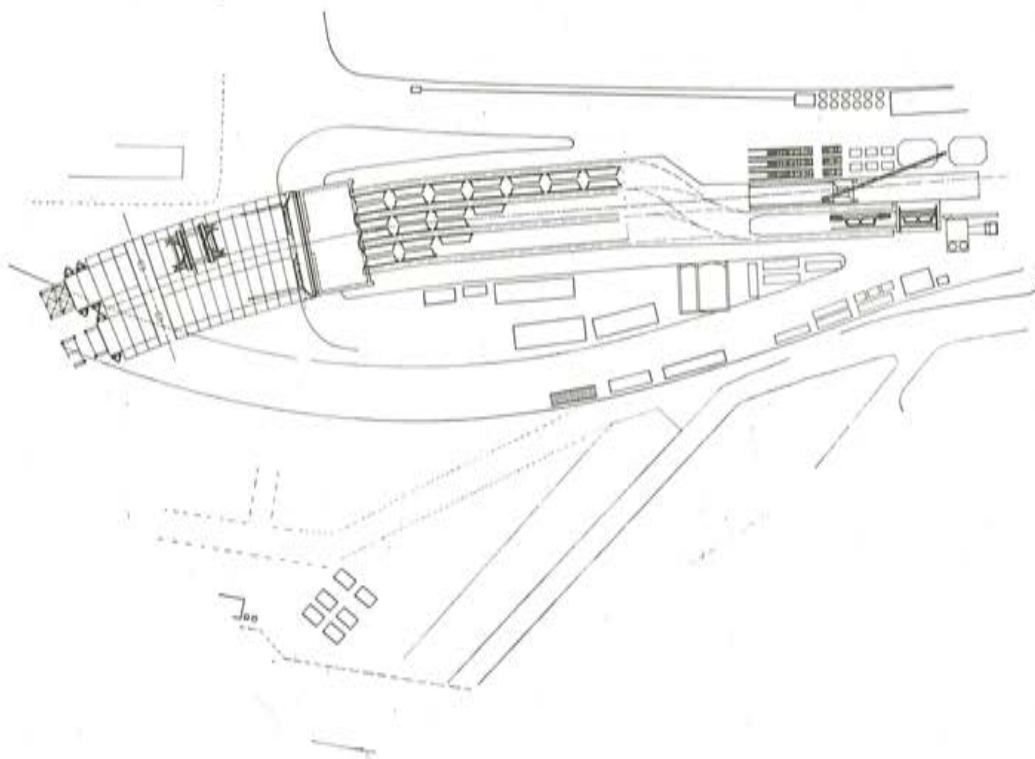


Fig. 22. — Esquema del conjunto de la obra.

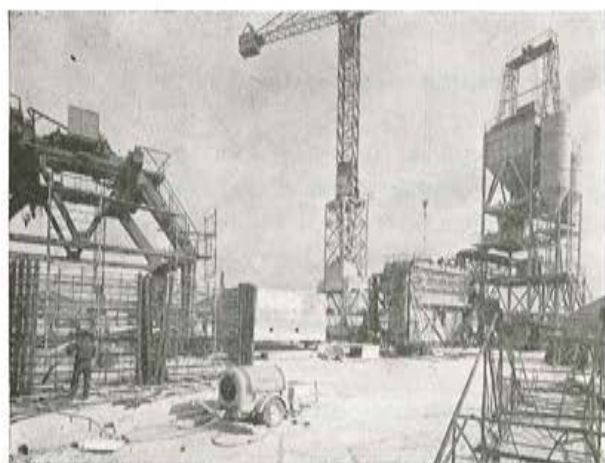


Fig. 23. — Vista general del taller de prefabricación. Al pie de la central de hormigonado, el molde de las dovelas y su cinta transportadora de alimentación. En primer plano el taller de montaje de las armaduras y vainas.

Fig. 24. — Conjunto del parque de almacenamiento en el estribo de Saint-Denis. En primer plano, a la derecha, el almacén de placas de forjado.



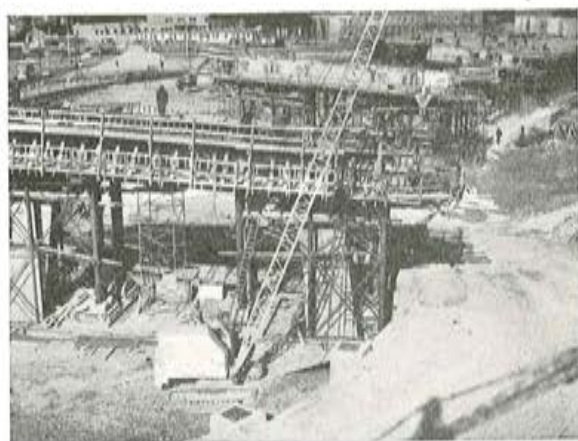


Fig. 25. — Construcción de la riostra de apoyo P5: la riostra P6 se encuentra desencofrada y pretensada; está terminando la colocación del tramo P7-P8.



Fig. 26. — Construcción de la pila P1.

- 2.º Taller de construcción de pilas y vigas riostras de encepado. En la construcción de estos elementos se llevaba un adelanto de unos dos tramos (aproximadamente dos meses) con relación a la de las piezas del tablero (fig. 25). En este taller se contaba con un parque de camiones hormigoneras y una grúa-automóvil (fig. 26), con lo que se entorpecía lo menos posible la circulación en los espacios destinados al paso de vehículos.
- 3.º Taller para el montaje del tablero, cuya posición se iba avanzando tramo a tramo, a medida que se progresaba en la construcción de dicho tablero.

influencia del método constructivo en el cálculo de la obra

por M. HENRY

El proceso seguido para la ejecución del puente fue el siguiente: construcción y colocación de las pilas y riostras; colocación de las piezas prefabricadas del tablero, por tramos enteros, a partir del estribo del lado de Saint-Denis; ejecución de las juntas; pretensado del tablero en las dos direcciones y por último, regulación de las bases de los soportes de las pilas para compensar las deformaciones lineales.

RIOSTRAS

La oficina técnica de obra tuvo que resolver los problemas planteados por los cuatro requisitos siguientes (figs. 27 y 28) exigidos en el proyecto:

- 1.º Supresión de anclajes vistos.
- 2.º Asegurar un enlace satisfactorio de los nervios exteriores con los extremos de las riostras mediante la colocación de cables levantados o formando bucles.

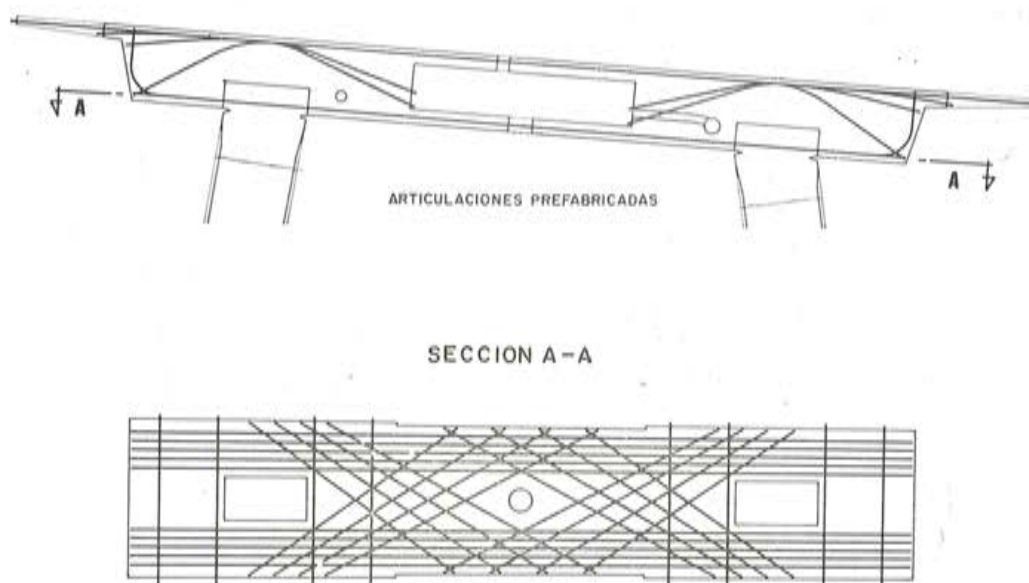


Fig. 27. — Distribución de cables en las riostras sobre pilas.

- 3.º Crear un doble enlace en la placa inferior del cajón que forma el centro de la riostra con el fin de absorber las tensiones tangenciales, debidas al fuerte momento de torsión originado por la sobrecarga del tablero cuando ésta se encuentra alternadamente distribuida.
- 4.º Evitar la introducción de esfuerzos parásitos en los soportes de las pilas en el momento de pretensar las riostras. Para ello no se solidarizaban con los soportes en tanto no se concluía su pretensado.

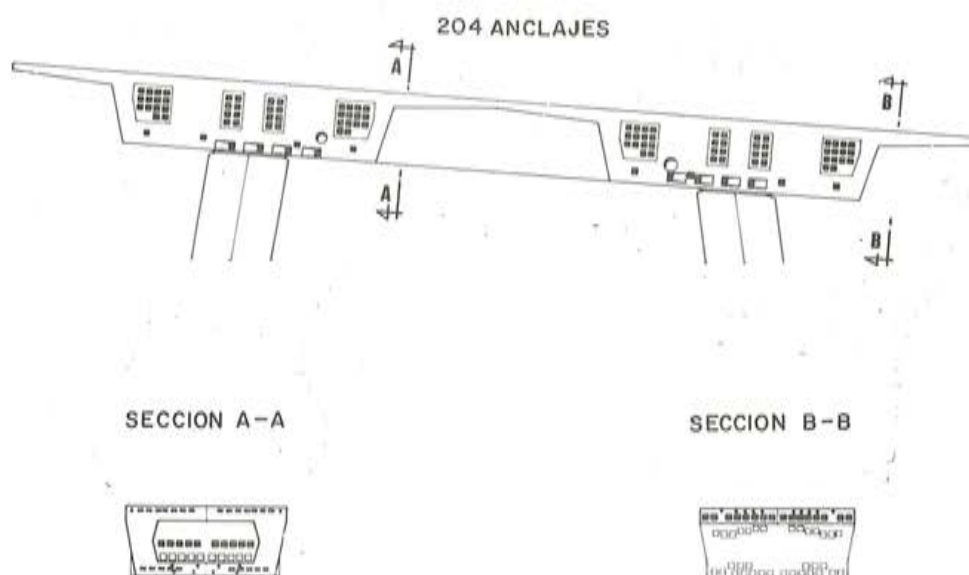


Fig. 28. — Anclajes, en las riostras, de los cables longitudinales del tablero.

TABLERO

Fue necesario, en primer lugar, solidarizar el tablero al estribo de la parte de Saint-Denis mediante tres cables de pretensado, a fin de asegurar la estabilidad longitudinal de la estructura (fig. 29). El pretensado de los cajones (4.300 Mp por cajón) se aplicó por etapas mediante el tesado de grupos sucesivos de 44 cables de 100 m de longitud. Primero se introducía la mitad del esfuerzo total de pretensado en el primer tramo, a continuación se introducía simultáneamente otra mitad de dicho esfuerzo en el segundo y en el primer tramo, después otra mitad en el tercero y segundo tramo, etc.

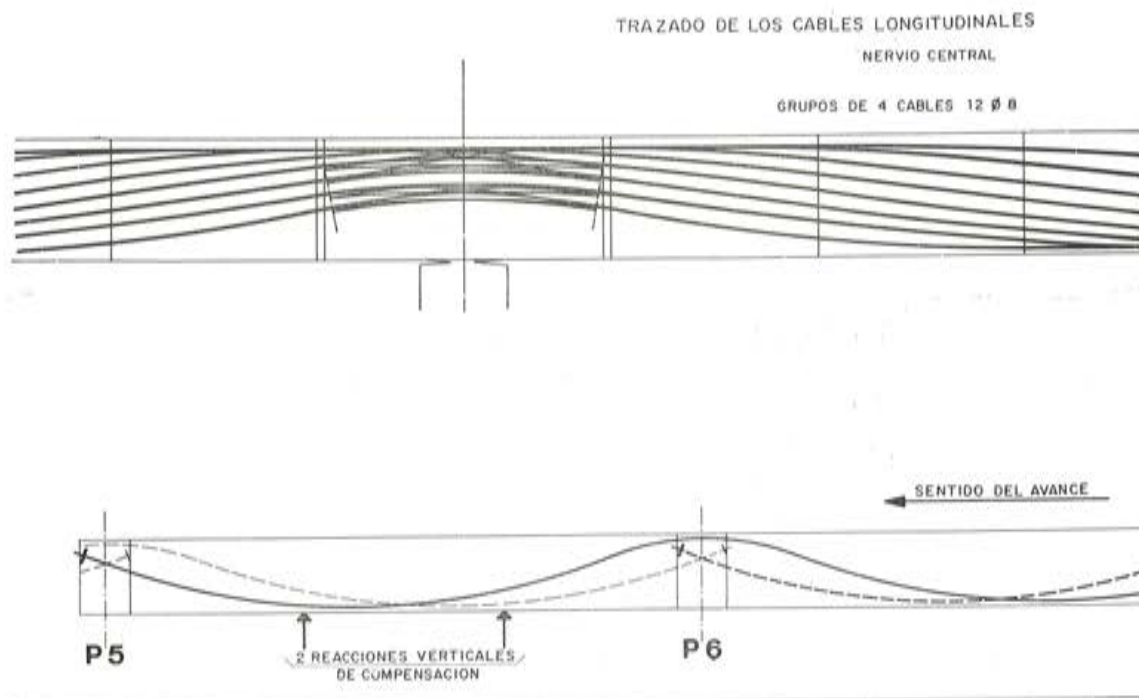


Fig. 29. — Trazado longitudinal de los cables de pretensado en la estructura.

El tramo que provisionalmente quedaba como extremo, en cada fase, se sometía a una reacción vertical de compensación de 200 Mp, que se suprimía una vez terminado su pretensado.

El esquema estático del tablero, por lo que respecta a la acción de su peso propio y el esfuerzo de pretensado, puede, por tanto, asimilarse al de una viga continua de un número creciente de tramos. El cálculo de los momentos se realizó de acuerdo con los métodos clásicos. Se tuvieron en cuenta las sucesivas fases antes mencionadas, sin olvidar que el esfuerzo de pretensado introducido en el alma curva no permitía compensar la torsión producida por el peso propio. De ahí que la continuidad transversal haya resultado muy útil.

Se consideró que en cada tramo, mientras actuaba como tramo extremo, los cables estaban sometidos a una sobretensión por no haber experimentado aún las pérdidas correspondientes a la relajación y fluencia y que esta sobretensión desaparecía cuando ya el tramo pasaba a trabajar como continuo. Se admitió un desnivel entre apoyos de ± 2 cm, así como una diferencia de temperatura de $\pm 12^\circ$ C entre las dos caras del forjado superior.

CORRECCIONES

En la figura 30 se representan las fases principales de la ejecución:

Fase 1.—Los acortamientos instantáneos y diferido, debidos al pretensado, hacen las cabezas que de las pilas se aproximen al punto fijo P8.

Fase 2.—Una vez efectuado el primer pretensado del tramo P4-P5, el tablero tiene ya la resistencia necesaria al pandeo (la de P4 y P5), con lo que puede liberarse el punto P8. Con esto, el punto fijo se traslada a unos 15 m de P4. Las cabezas de las pilas tienden entonces a moverse en sentido inverso para aproximarse a este punto.

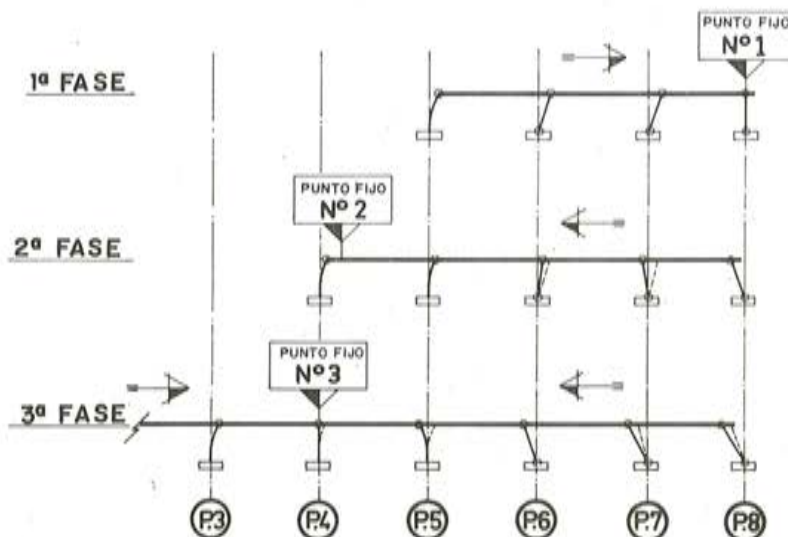


Fig. 30. — Esquemas estáticos de la estructura a lo largo de su construcción.

Fase 3.—Después del pretensado del tramo P3-P4, el punto fijo se sitúa definitivamente en P4, y todas las cabezas de los soportes tienden a aproximarse a él.

Para evitar en las articulaciones Freyssinet, unas rotaciones que, sumadas con las originadas por las variaciones térmicas diarias podrían alcanzar los valores de fisuración, se colocaron en los pies de las pilas unos gatos hidráulicos con los que se rectificaba su posición corriéndolos de uno a varios centímetros (ver fig. 31).

Para facilitar estos movimientos, la superficie inferior de la base de las pilas se apoyaba sobre placas deslizantes de fundición lubricadas con sulfuro de molibdeno; en las tres pilas centrales se apoyaban sobre placas de neopreno. Debe hacerse notar que estos movimientos de corrección no fueron necesarios hasta después de efectuado el pretensado del tercer tramo, lo que permitió formarse una idea precisa sobre la evolución de la fluencia.

Las previsiones hechas sobre esta fluencia habían llevado a considerar dos hipótesis relativas a su ley de variación con el tiempo (fig. 32).

La primera era la ley de variación de M. Caquot; la segunda, una ley, lineal durante los seis primeros meses, deducida de los resultados de las medidas realizadas *in situ* sobre 15 puentes pretensados alemanes a lo largo de un período de ocho años, aproximadamente.

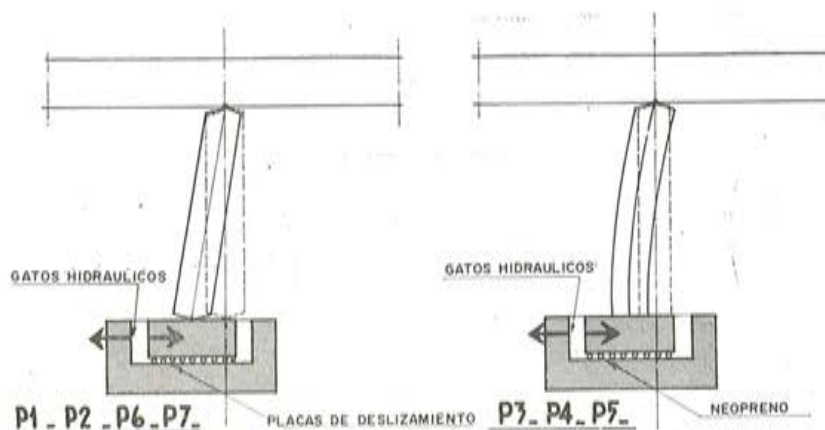


Fig. 31. — Esquemas del principio de regulación de las pilas.

Según estas medidas se produce un 10 por 100 de la fluencia, cada mes, durante los cinco o seis primeros meses. En la práctica, esta ley experimental se ha visto confirmada casi exactamente.

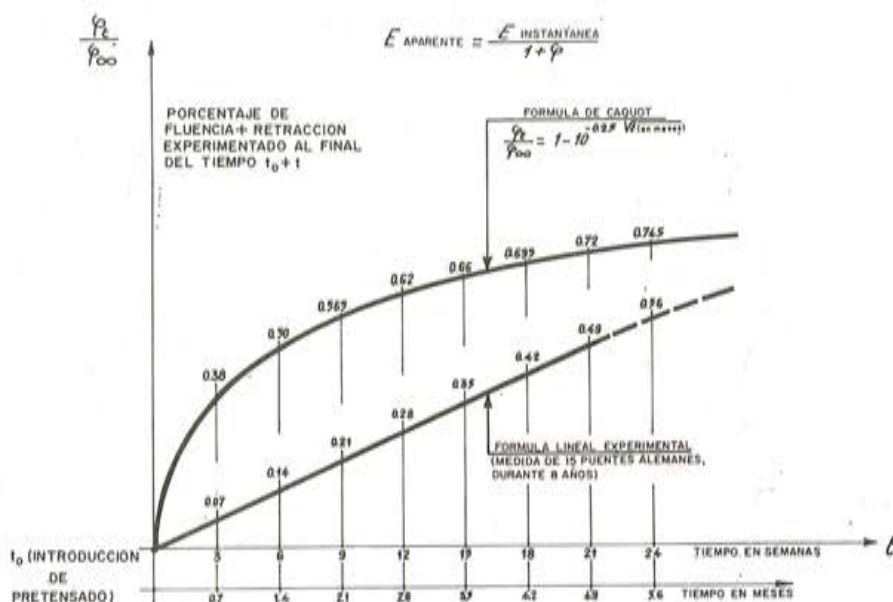


Fig. 32. — Variación de la fluencia con el tiempo (hipótesis de cálculo).

ensayos de las articulaciones Freyssinet

por G. MORANÇAY y C. DELMAS

El comportamiento de las articulaciones Freyssinet de gran anchura, sometidas a cargas importantes, no era bien conocido. El único ensayo realizado hasta entonces era el de las articulaciones utilizadas en el macizo de enclaje de la orilla izquierda del puente de Tancarville, con la ayuda de un modelo a escala 1 : 2.

Además de la rotación según el eje transversal respecto a la estructura, las articulaciones superiores e inferiores de la pila estaban sometidas a rotaciones según el eje longitudinal y, sobre todo, a importantes esfuerzos horizontales de cizallamiento.

I. OBJETO DEL ENSAYO

En principio, el objeto primordial del ensayo, realizado a petición del Servicio Central de Estudios Técnicos de Puentes y Carreteras, consistía en estudiar la influencia, en este tipo de articulaciones, de una rotación constante de gran amplitud, aplicada durante un largo período de tiempo. Realmente, las articulaciones del viaducto curvo de la "Porte de París" debían sufrir, a lo largo de su vida de servicio, las consecuencias de las variaciones térmicas del tablero, a partir de una posición que no era la inicial, sino la que correspondía a la fase final de los acortamientos originados por el pretensado y la retracción y fluencia del hormigón, por lo que era preciso el estudio de su comportamiento después de la rotación constante, de gran amplitud y de larga duración, correspondiente a estos acortamientos.

Después de algunos estudios se decidió introducir una serie de correcciones durante la construcción de la obra para eliminar las rotaciones correspondientes a estos acortamientos. Por ello, el ensayo, tal y como se había concebido en un principio, perdía importancia en cuanto al viaducto en curva, pero seguía siendo indispensable para comprobar la necesidad de las correcciones y poder fijar *a priori* su frecuencia y magnitud. El programa, por tanto, se modificó, pero se mantuvieron con carácter de investigación algunas fases de los ensayos previstos inicialmente.

Con todo ello, el principal objeto del ensayo vino a ser el estudio del comportamiento de la articulación, en función de los dos factores, rotación y carga, y para valores de éstos comprendidos dentro de los límites realmente comprobados en la obra. Las solicitaciones debían anularse sistemáticamente en cuanto se observase el menor indicio de posibilidad de rotura.

Por otra parte, las variaciones de longitud de las riostras de encepado, fuertemente pretensadas, introducían en las articulaciones un momento transversal importante, cuya influencia era preciso determinar mediante un ensayo especial complementario.

Finalmente, el ensayo se aprovechó también para determinar la capacidad máxima de rotación de la articulación bajo cargas débiles y fuertes.

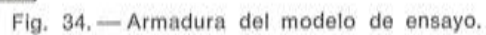
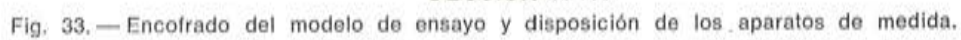
II. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ARTICULACION

En la figura 33 se indican las características de la articulación ensayada. Las dimensiones en planta de la garganta de hormigón que formaba la articulación eran de 1,80 metros \times 0,30 m, y su espesor, 0,02 m. Los extremos estaban redondeados con un radio de 0,15 m.

La cuantía de los zunchos transversales es del orden del 3 por 100, y la de los longitudinales, del 2 por 100 en el centro, y del 3 por 100 en los extremos.

Las armaduras eran de acero dulce Adx, de 12 y 16 mm de diámetro. En la figura 34 se representa el conjunto de estas armaduras.

Con objeto de evitar toda fisura por retracción en la garganta, que constituye la articulación propiamente dicha y para poder elevar la articulación y colocarla en el banco de ensayo, se introdujo un pretensado provisional.



III. COMPOSICION Y CARACTERISTICAS MECANICAS DEL HORMIGON

1.º Estudio de la composición del hormigón.

Las elevadas características mecánicas necesarias para el hormigón empleado obligó, durante el estudio realizado para la selección de áridos, a rechazar los materiales que provenían del Bajo Sena.

A continuación se indican las granulometrías y características de los áridos que se emplearon, así como la dosificación adoptada. Los tipos de áridos se estudiaron para definir la siguiente curva característica:

Diámetro de los tamices	Tanto por ciento de los materiales que pasan a través de los tamices		
	Gravas	Gravillas	Arena
25	100		
20	96,7		
16	83		
12,5	61,5		
10	41	100	
8	25	97,2	100
6,3	12,8	81	99,5
3,15	4,5	49,5	86,5
1,6	0,5	10	69,5
0,8	0	1	39,5
0,4		0,5	13
0,2		0	2,5
0,1			0,5
Peso específico	2,62	2,62	2,61

Del estudio previo se dedujo que para obtener un hormigón de alta calidad era necesario utilizar los tres tipos de áridos antes mencionados. La dosificación teórica determinada, por m³ de hormigón, es la siguiente:

Grava	15/25	930 kg/m³
Gravilla	0/10	290 kg/m³
Arena	0/5	448 kg/m³
Cemento CPMF	2	500 kg/m³
Agua		195 l/m³

Los ensayos efectuados sobre tres probetas cilíndricas de 16 cm de diámetro y 32 cm de altura dieron los siguientes resultados a los cuatro días:

$$\left. \begin{array}{l} 180 \text{ kp/cm}^2 \\ 195 \text{ kp/cm}^2 \\ 185 \text{ kp/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ media } 187 \text{ kp/cm}^2$$

Sin embargo, al fabricar el hormigón para construir la articulación real y teniendo en cuenta la gran densidad de armadura y la absoluta necesidad de obtener un hormigón

plástico que permitiese su perfecta colocación en el encofrado, la dosificación anterior se modificó ligeramente, adoptándose para el hormigón efectivamente utilizado la siguiente:

Grava	15/25	860 kg/m ³
Gravilla	5/10	290 kg/m ³
Arena	0/5	530 kg/m ³
Cemento CPMF	2	500 kg/m ³
Agua		190 l/m ³

Hay que señalar que esta dosificación corresponde a los materiales perfectamente secos. Inmediatamente antes del hormigonado se hizo la oportuna corrección, teniendo en cuenta la humedad de los áridos y, en particular, de las arenas.

2.º Resistencia mecánica del hormigón.

Durante el hormigonado de la articulación se confeccionaron varias probetas para determinar las resistencias mecánicas del hormigón en el momento de ir a realizar algunas operaciones previas tales como la introducción del pretensado y la elevación y traslado de las articulaciones, de las que más tarde se hablará. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Edad del hormigón	Resistencia en compresión kp/cm ²		Resistencia en tracción kp/cm ²	
		Media		Media
16 h	16	17		
	16			
	21			
21 h	30	37		
	65			
	16			
40 h	40	50		
	35			
	75			
22 días	195	215		
	205			
	245			
28 días	277,5	260	19,4	23,3
	252		19,7	
	251		30,8	

Se había previsto que todas las probetas fuesen conservadas, hasta el momento del ensayo, en las mismas condiciones de temperatura que el propio modelo. Ahora bien, la temperatura durante este período fue bastante baja (inferior a 0º C), lo que explica los reducidos valores obtenidos en el ensayo de dichas probetas, realmente bastante inferiores a los alcanzados por el hormigón puesto en obra, dada la mayor masa y mejor protección de este último.

La resistencia a tracción se determinó por el ensayo llamado “brasileño”, calculándose la tensión de tracción a partir de la fórmula:

$$\sigma'_{b_s} = \frac{2 P}{\pi \cdot D \cdot l}$$

3.º Ensayo de plasticidad.

Durante el hormigonado se comprobó la plasticidad en diversas ocasiones. A continuación se indican algunos de los resultados medios obtenidos mediante el ensayo de asentamiento:

A las 10 horas de amasado	15	cm
A las 11 horas de amasado	9	cm
A las 12 horas de amasado	11	cm
A las 14 horas de amasado	12	cm
A las 16 horas de amasado	10,5	cm

Estos valores, relativamente altos, pero necesarios para la buena marcha de la obra, se justifican por el hecho de no haberse utilizado ningún plastificante.

4.º Módulo de elasticidad del hormigón.

En el transcurso de los ensayos de carga de la articulación, es decir, a los seis meses de su hormigonado, se determinó el módulo de elasticidad del hormigón.

Al aplicar una carga uniformemente repartida, $N = 571$ Mp, los testigos acústicos colocados en el interior de la articulación dieron los acortamientos relativos siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Testigos de la izquierda} & \quad \frac{\Delta l}{l} = -210 \times 10^{-6} \\ \text{Testigos de la derecha} & \quad \frac{\Delta l}{l} = -300 \times 10^{-6} \\ \text{O sea, una media de} & \quad \frac{\Delta l}{l} = -255 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

Siendo la sección de la articulación de $0,52 \text{ m}^2$, el módulo de elasticidad se puede valorar en:

$$\begin{aligned} E &= \frac{N \cdot l}{S \cdot \Delta l} = \frac{571}{0,52} \frac{1}{255 \times 10^{-6}} \\ E &= 430.000 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

Con ello, la resistencia del hormigón a compresión puede determinarse, aproximadamente, mediante la expresión:

$$E = 21.000 \sqrt{\sigma_j}$$

Obteniéndose el siguiente valor:

$$\sigma = 420 \text{ kp/cm}^2$$

IV. CONSTRUCCION DE LA ARTICULACION

En general, la solución elegida ha estado supeditada a las exigencias de la obra y, por consiguiente, corresponde a lo que el constructor tenía previsto para la realización de las articulaciones del viaducto:

- 1.º El modelo de ensayo se fabricó en posición horizontal, es decir, con el plano de la articulación vertical. De esta forma se consiguió un hormigonado sin interrupción al nivel de la garganta de la articulación y una mayor facilidad para la compactación del hormigón entre las capas de zunchos (fig. 35).

El encofrado de la garganta de la articulación se proyectó, teniendo en cuenta la necesidad de evitar la posibilidad de formación de fisuras, especialmente las de-

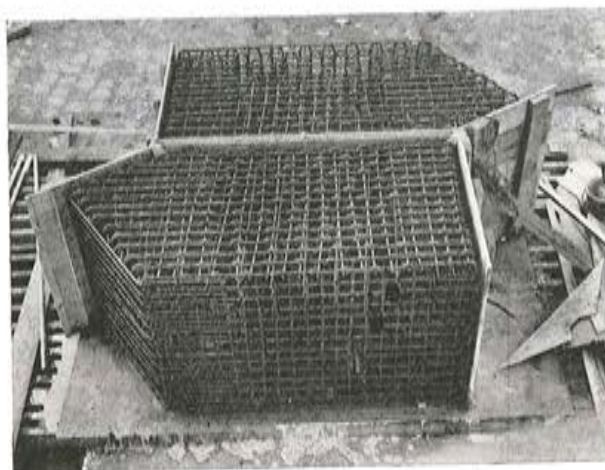


Fig. 35. — El modelo de ensayo antes del hormigonado.

bidas a la retracción. En esencia, este encofrado es una caja de arena. Cuando el hormigón empieza a endurecer, la arena de la parte inaccesible del encofrado va saliendo, y de esta forma queda eliminado cualquier punto duro capaz de provocar una fisuración en la zona de dicha garganta. Esta operación se realizó quince horas después del hormigonado.

- 2.º Con el fin de evitar toda fisuración posterior por retracción del hormigón de la garganta que constituye la articulación, cuando la resistencia del hormigón medida en probeta cilíndrica de 200 cm² de sección alcanzaba los 30 kp/cm², se realizaba un pretensado parcial.

Este pretensado, introducido veintiuna horas después del hormigonado, se aplicaba mediante dos cables centrales. Teniendo en cuenta la resistencia de hormigón el esfuerzo de pretensado se limitó a 14 Mp por cable. Diecinueve horas más tarde, es decir, a las cuarenta horas después del hormigonado, se elevó el valor de este pretensado hasta llegar a 20 Mp por cable.

- 3.º Antes de trasladar la articulación para situarla en el banco de ensayo se introdujo un pretensado suplementario veintitrés días después del hormigonado. Este

pretensado comprimía suficientemente la articulación para que pudiera resistir, sin tracciones, las solicitaciones de flexión. La aplicación del mismo se realizó mediante cuatro cables tesos a 70 Mp cada uno (fig. 36).



Fig. 36. — Elevación del modelo de ensayo.

Dadas las condiciones climáticas del momento (temperatura inferior a 0°C), el modelo se protegió, después del hormigonado, mediante una lona. El interior del recinto así formado se calentó por medio de paneles infrarrojos durante nueve días.

A los veintisiete días del hormigonado pudo ser izada y trasladada la articulación.

V. DISPOSITIVO DE ENSAYO

Después de haber suprimido el pretensado provisional se realizó la puesta en carga de la articulación mediante dos juntas activas horizontales, colocadas una sobre el bloque superior y otra sobre el bloque inferior del modelo de ensayo. Cada junta llevaba tres filas de 5 gatos planos de 420 mm de diámetro, alojados cada uno en un bloque de hormigón zunchado (fig. 38).

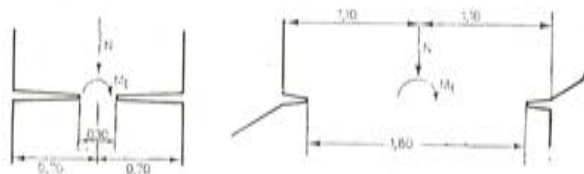


Fig. 37. — Esquema de solicitaciones.

Este dispositivo permitió obtener las solicitaciones que se indican en la figura 37.

Las juntas estaban unidas entre sí, mediante tirantes de acero de características mecánicas conocidas, situados en la posición que se indica en la figura 39.

Las rotaciones se introdujeron aumentando la presión sobre la fila de gatos situados en un extremo y disminuyéndola, simultáneamente, en los del lado opuesto. Para ello fue necesario utilizar 3 bombas independientes.

La red de tuberías de presión estaba preparada para poder dejar de utilizar uno o varios gatos, según fuese conveniente.

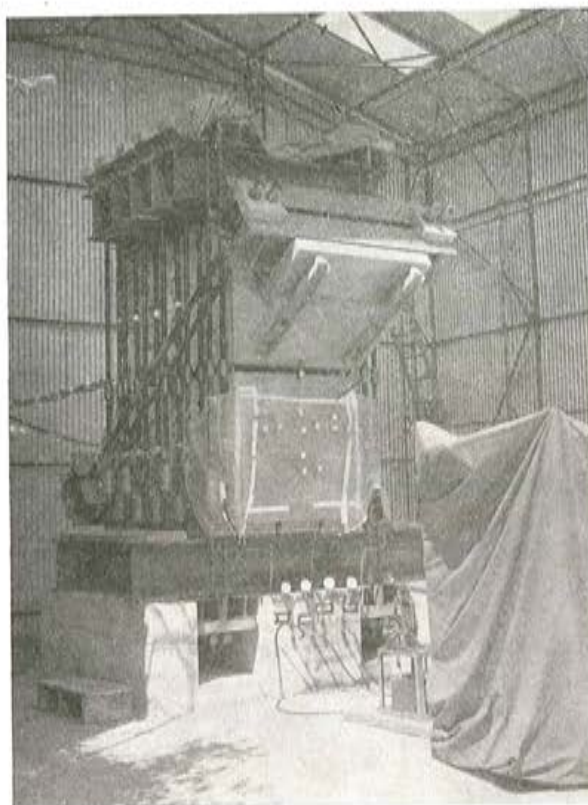


Fig. 38. — Dispositivo de ensayo.

Por otra parte, otro dispositivo especialmente preparado para ello permitía aplicar la componente horizontal de $0,20 N$ correspondiente a los cizallamientos transversales ocasionados por la inclinación de las pilas en obra. Este esfuerzo se aplicó durante todo el ensayo, excepto en las 2 últimas fases. En los valores dados al esfuerzo normal N se tuvo en cuenta la componente vertical correspondiente a este esfuerzo.

Este dispositivo tenía dos juntas activas oblicuas que formaban un ángulo de 32° respecto a la vertical. Sus superficies de apoyo estaban constituidas por los paramentos de las ménsulas que llevan los bloques superior e inferior del modelo.

Cada una de estas juntas llevaba dos gatos planos de 480 mm de diámetro.

VI. APARATOS DE MEDIDA

Se trataba de medir las rotaciones y deformaciones de la articulación y además el esfuerzo ejercido por los gatos.

1.º *Medida de las rotaciones de la articulación.*

Los movimientos de la articulación se medían mediante 8 comparadores colocados en la periferia de los labios de los 2 bloques. Su distancia entre ejes era de 1,52 m en la dirección transversal de la articulación y de 2,30 m en la dirección longitudinal (fig. 33).

2.º *Medida de las deformaciones del modelo.*

Se colocaron cuatro testigos acústicos B 141, alojados en el hormigón de la garganta, para medir las deformaciones de la articulación (fig. 33).

Mediante 80 cuerdas vibrantes de 200 mm de longitud, situadas en la periferia de los bloques, se medían las deformaciones superficiales relativas. Su disposición por grupos de tres en "roseta" permitía definir la dirección e intensidad de las tensiones principales. Su precisión era del orden de algunas microdeformaciones:

$$\left(\frac{\Delta l}{l} = 4 \text{ a } 5 \times 10^{-6} \right).$$

3.º *Medida de los esfuerzos introducidos.*

En cada tirante del dispositivo de carga se fijaron, sólidamente, 3 cuerdas vibrantes, de 200 mm de longitud, mediante unas abrazaderas metálicas.

La medida que se consideró para las deformaciones de cada tirante fue la media de las deformaciones relativas registradas sobre las 3 cuerdas vibrantes. El esfuerzo se determinaba aplicando la ley de Hooke, teniendo en cuenta la sección y las características del acero del tirante.

Los diámetros de los tirantes, de acero KNO, eran: 50 mm el de los verticales, y 65 mm el de los oblicuos.

El módulo de elasticidad, medido sobre una probeta del tirante, resultó ser de 19.000 kp/mm².

En la figura 38 se observa la posición de las cuerdas vibrantes.

VII. TIPOS DE ENSAYO

Para este estudio se realizaron 5 series de ensayos:

- Durante los tres primeros ensayos se retiraban sistemáticamente las cargas, en cuanto se presentaba la posibilidad de rotura, con el fin de conservar la articulación con todas sus características y mantener el funcionamiento normal de los aparatos de medida colocados en el interior de la garganta. Estos ensayos se realizaron para definir el número y la magnitud de las correcciones que era necesario efectuar en las pilas de la obra durante la construcción y el primer período de servicio.

- Los dos últimos ensayos no tenían una importancia fundamental para la construcción de la obra, su único objeto era conocer mejor la capacidad de rotación y adaptación de una articulación de este tipo.

PRIMER ENSAYO.

Rotación creciente bajo carga creciente.

Este ensayo se efectuó, sin volver a la posición de equilibrio, con objeto de analizar el comportamiento de la articulación ensayada en función de los dos factores, rotación y carga dentro del campo de posibilidades de la articulación:

Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial $0,20 N$ (Mp)	Giros, en radianes
500 a 800	100 a 160	$0 \nearrow \frac{3}{1000} \nearrow \frac{0,6}{1000} \nearrow \frac{1}{1000}$ $\frac{1}{1000} \nearrow \frac{1,3}{1000} \dots \nearrow \frac{2}{1000} \dots \nearrow \frac{2,5}{1000} \searrow \dots 0$
700	140	
1.200	240	$0 \nearrow \frac{1}{1000} \nearrow \frac{2}{1000} \nearrow \frac{3}{1000} \nearrow \frac{3,5}{1000}$
1.400	280	$0 \nearrow \frac{1}{1000} \nearrow \frac{2}{1000} \nearrow \frac{3}{1000} \nearrow \frac{3,5}{1000} \searrow 0$
1.800	360	$0 \nearrow \frac{1}{1000} \nearrow \frac{2}{1000} \nearrow \frac{3}{1000} \nearrow \frac{3,5}{1000} \searrow 0$

SEGUNDO ENSAYO.

Rotaciones alternadas.

Este ensayo tenía por objeto estudiar el funcionamiento de la articulación bajo el efecto de las rotaciones alternadas originadas por el aumento y disminución de la temperatura. Estas rotaciones son las que se producen en la obra, en los tramos ya construidos, durante la construcción de los tramos siguientes:

Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial $0,20 N$ en Mp	Giros, en radianes
1200	240	$0 \searrow -\frac{1,2}{1000} \pm \frac{1,40}{1000} \rightarrow$ $-\frac{1,2}{1000} \searrow -\frac{1,7}{1000} \pm \frac{1,40}{1000} \nearrow -\frac{1}{1000}$

TERCER ENSAYO.

Introducción de un momento transversal.

Este momento corresponde al efecto de la retracción y fluencia del hormigón de la riostra de encepado sobre la pila y, eventualmente, al de la fuerza centrífuga originada por el paso de vehículos por el viaducto:

Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial $0,20 N$ en Mp	Rotaciones longitudinales y momento transversal M_t
1400	280	$\theta_l = 0$; $M_t = 230 \text{ m. Mp}$
1400	280	$\theta_l = \frac{2}{1000}$; $M_t = 230 \text{ m. Mp}$

CUARTO ENSAYO.

Influencia de una rotación constante de larga duración.

La amplitud constante elegida para esta rotación fue de $\frac{5}{1.000}$ de radian, bajo una carga de 1.400 Mp.

La rotación y la carga se mantuvieron constantes durante cuatro meses. A intervalos variables se anotaba el momento de la articulación. No se aplicó el esfuerzo de cizallamiento de $0,20 N$.

QUINTO ENSAYO.

Rotaciones crecientes bajo cargas de 700 y de 1.400 Mp.

Este ensayo tenía por objeto determinar la capacidad máxima de rotación de la articulación bajo cargas fuertes y débiles.

Esfuerzo normal en Mp	Giros, en radianes
700	0 \nearrow $\frac{1}{1000}$ \nearrow $\frac{2}{1000}$ \nearrow $\frac{3}{1000}$ \nearrow $\frac{4}{1000}$
1400	0 \nearrow $\frac{1}{1000}$ \nearrow $\frac{2}{1000}$ \nearrow $\frac{5}{1000}$ \nearrow $\frac{15}{1000}$

La rotación se limitó a $\frac{4}{1.000}$ de radian en el ensayo bajo la carga de 700 Mp, a fin de evitar la destrucción total de la articulación.

VIII. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Los resultados de los ensayos efectuados se resumen las tablas 1 a 7 que se incluyen a continuación.

La disposición en planta y la numeración de los tirantes del dispositivo de ensayo se indican en la figura 39.

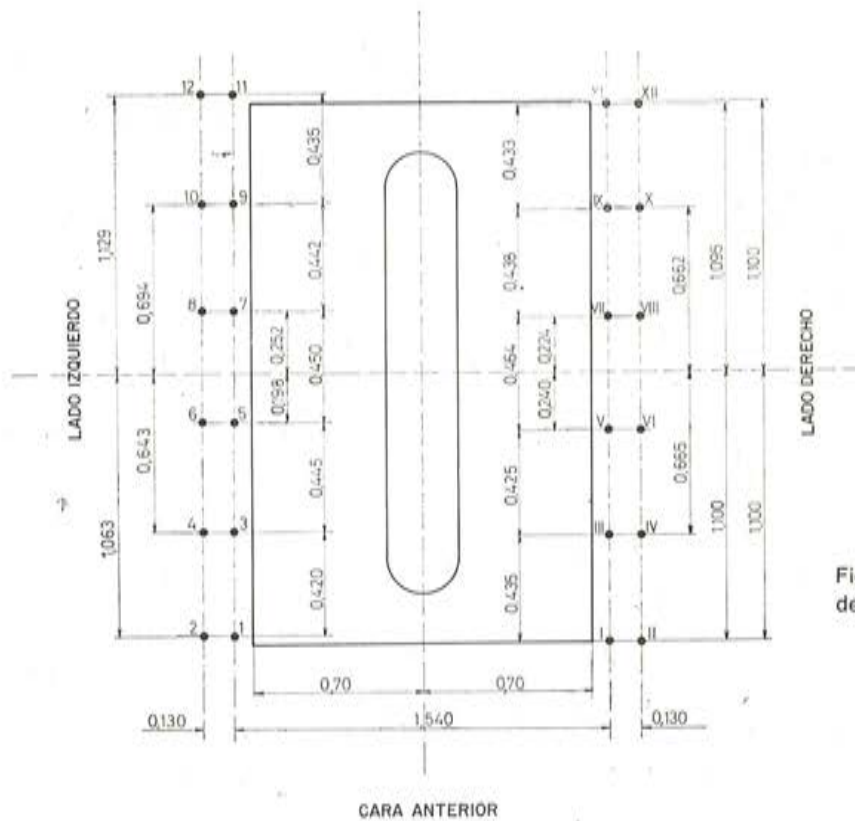


Fig. 39. — Posición y numeración de los tirantes.

TABLA I
Rotación creciente bajo carga creciente. 1.º Resultado del primer ensayo

Fechas	Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial en Mp	Giros en radianes	Esfuerzo en los tirantes verticales		Momento en la articulación en m. Mp	Testigos sonoros situados en el interior de la articulación: $\frac{\Delta l}{e} \times 10^6$				Observaciones
				Izquierda en Mp	Derecha en Mp		+ : tracción; - : compresión		Derecha		
							9	1		0	
22-6-1965	571	105	0	252	253	0	-190	-230	-235	-365	Carga uniformemente repartida.
	582	105	0,3 1.000	246	270	20	-190	-225	-345	-460	
23-6-1965	678	117	0,6 1.000	283	322	32,5	-180	-225	-455	-620	
	797	143	0,6 1.000	333	374	34	-225	-260	-515	-710	
	801	143	1 1.000	328	383	46	-180	-230	-620	-865	
25-6-1965	748	132	1 1.000	308	357	41	-180	-240	-645	-910	Fluencia dos días.
	774	136	1,3 1.000	313	376	52,5	-150	-215	-715	-1.010	
28-6-1965	785	136	1,6 1.000	314	386	60	-115	-220	-805	-1.105	Fluencia tres días.
30-6-1965	701	134	2 1.000	273	344	60	-5	-80	-765	-1.235	Fluencia dos días.
2-7-1965	729	139	2 1.000	282	360	65	-45	-110	-930	-1.300	Restablecimiento de la carga.
	722	139	2,3 1.000	276	359	69	+ 5	-15	-980	-1.355	Figura de $\frac{4}{100}$ de mm, aproximadamente, en el lado izquierdo. Abertura de la fisura 7/100 mm, aproximadamente. La fisura ha vuelto a cerrarse.
	717	139	2,5 1.000	270	360	75	+ 50	+ 55	-995	-1.385	
	703	133	1,5 1.000	284	336	43,5	-125	-185	-785	-1.120	
	710	135	0,5 1.000	316	310	-5	-265	-310	-530	-795	
	719	141	2 1.000	279	352	61	-30	-90	-905	-1.275	

6-7-1965	695	135	$\frac{2}{1.000}$	270	340	58,5	—	45	—	115	—	920	—	1.295	Fluencia; 4 días.
	694	132	0	326	285	—	34	—	350	—	405	—	380	—	580
	1.182	240	0	529	503	—	22	—	520	—	605	—	625	—	930
	1.217	240	$\frac{1}{1.000}$	519	548	24	—	—	430	—	515	—	895	—	1.265
	1.217	240	$\frac{2}{1.000}$	495	572	64	—	—	280	—	390	—	1.155	—	1.570
13-7-1965	1.203	240	$\frac{3}{1.000}$	470	583	94	—	—	90	—	185	—	1.390	Cuerda sin tensión	
	1.168	225	$\frac{3}{1.000}$	467	561	79	—	—	150	—	310	—	1.470	Sin tensión	Fluencia; 7 días.
	1.172	236	$\frac{3,5}{1.000}$	454	571	98	—	—	60	—	170	—	1.560	Sin tensión	Fisura de 4/100 de mm, aproximadamente, en el lado izquierdo.
	1.388	269	0	624	596	—	23,5	—	750	—	875	—	890	—	1.375
	1.391	271	$\frac{1}{1.000}$	596	625	24	—	—	665	—	795	—	1.190	—	1.655
28-7-1965	1.415	271	$\frac{2}{1.000}$	584	661	64,5	—	—	525	—	675	—	1.435	Sin tensión	
	1.408	269	$\frac{3}{1.000}$	562	678	97	—	—	315	—	495	—	1.430	Sin tensión	Pequeña fisura, de 3/100 de mm, en el lado izquierdo.
	1.383	268	$\frac{3,5}{1.000}$	531	685	129	—	—	220	—	355	—	1.035	Sin tensión	Fisura de 6/100 de mm, aproximadamente, en el lado izquierdo.
	1.408	271	$\frac{1.000}{0}$	638	600	—	32	—	775	—	915	—	945	—	1.460
	1.752	298	0	795	770	—	21	—	1.405	—	815	—	1.155	Sin tensión	
29-7-1965	1.767	298	$\frac{1}{1.000}$	775	805	25	—	—	—	—	925	—	1.405	Sin tensión	
	1.765	298	$\frac{2}{1.000}$	748	830	68,5	—	—	675	—	870	—	1.440	Sin tensión	Pequeña fisura de 3/100 de mm, en el lado izquierdo.
	1.755	298	$\frac{3}{1.000}$	728	840	94	—	—	495	—	730	—	1.400	Sin tensión	Fisura de 3/100 de mm, aproximadamente, en el lado izquierdo.
30-7-1965	1.767	298	$\frac{3,5}{1.000}$	720	860	117	—	—	390	—	645	—	—	Sin tensión	Fisura de 8/100 de mm, aproximadamente, en el lado izquierdo.
	1.737	298	0	800	750	—	42	—	1.205	—	815	—	1.155	Sin tensión	

TABLA 2
Rotaciones alternadas
2.º Resultados del segundo ensayo

Fechas	Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial en Mp	Giros en radianes	Esfuerzo en los tirantes verticales		Momento en la articulación en m. Mp	Testigos sonoros situados en el interior de la articulación: $\frac{\Delta l}{e} \times 10^5$					OBSERVACIONES
				Izquierda en Mp	Derecha en Mp		Izquierda		Derecha			
							9	1	0	2		
2-8-1965	1.196	237	0	545	503	— 35	— 770	— 915	— 875	— 1.405		
	1.174	237	$\frac{-1,2}{1.000}$	570	456	— 95	— 865	— 990	— 440	— 825		
	1.168	237	$\frac{-2,6}{1.000}$	577	443	— 112	— 950	— 1.065	— 165	Con tensión		
	1.178	237	$\frac{-1,2}{1.000}$	564	466	— 82	— 935	— 1.045	— 320	— 645		
	1.209	237	$\frac{+0,2}{1.000}$	545	516	— 24	— 825	— 945	— 865	— 905		
3-8-1965	1.178	237	$\frac{-1,2}{1.000}$	564	466	— 82	—	—	—	—		
	1.155	237	$\frac{-1,7}{1.000}$	561	446	— 96	— 960	— 1.065	+ 125	— 115		
	1.153	237	$\frac{-3,1}{1.000}$	590	415	— 146	— 925	— 1.055	Con tensión	Con tensión		
	1.190	237	$\frac{-0,3}{1.000}$	544	498	— 38,5	— 930	— 1.035	— 620	— 1.035		
	1.170	237	$\frac{-1}{1.000}$	560	462	— 82	— 985	— 1.080	— 375	— 695		

Fisura, de 7/100 de mm, aproximadamente, en el lado derecho.

TABLA 3

Introducción de un momento transversal
3.º Resultados del tercer ensayo

Fechas	Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial en Mp	Rotaciones longitudinales (ω) y transversales α , en radianes	Esfuerzos en los tirantes verticales		Momento en la articulación en m. Mp	Testigos sonoros situados en el interior de la articulación: $\frac{\Delta l}{e} \times 10^6$					Momento transversal en m. Mp
				Izquierda en Mp	Derecha en Mp		Izquierda		0	Derecha		
							9	1		0	2	
9-9-1965	1.242	250	$\omega = 0$ $\alpha = 0$	562	524	-32	-695	-770	-	527	-777	
	1.371	273	$\omega = 0$ $\alpha = 0$	596	604	7	-685	-730	-	707	-	-16
	1.462	273	$\omega = 0$ $\alpha = 0,3/1.000$	655	636	-16	-670	-580	-	717	-750	229
18-10-1965	1.544	304	$\omega = 0$ $\alpha = 0$	680	675	-4	-730	-805	-	835	-250	
	1.499	304	$\omega = 0$ $\alpha = 0$	660	650	-8	-	-	-	-	-	1
	1.464	304	$\omega = 2/1.000$ $\alpha = 0$	590	685	79,5	-390	-515	-	1.320	-	-12
19-10-1965	1.447	302	$\omega = 2/1.000$ $\alpha = 0,3/1.000$	602	657	46	-420	-225	-	1.275	-35	239

TABLE 4

Fechas	Esfuerzo normal N en Mp	Rotaciones longitudinales en radianes	Rotaciones transversales en radianes	Esfuerzos en los tirantes, agrupados por parejas, en Mp												Momentos longitudinales en m. Mp	Momentos transversales en m. Mp
				Tirantes de la izquierda						Tirantes de la derecha							
				1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	1-11	III-IV	V-VI	VII-VIII	IX-X	XI-XII		
9-9-65	1.371	0	0	83	110	97,6	113,6	112,3	78,4	75	101,7	122	125,2	107,9	72,8	7	— 16
	1.462	0	$0,3 \over 1.000$	124	154,8	129,2	110,3	87,8	48,6	106,4	144,5	141,1	114,8	81,7	47,50	—16	+ 229
18 y 19-10-65	1.499	0	0	84,5	110	145	121	113	84	84	120	137,5	111	115	81	— 8	+ 1
	1.464	$2 \over 1.000$	0	73	98	127,5	110	103,5	76	87,5	127	145	118	133	85,5	79,5	— 12
	1.447	$2 \over 1.000$	$0,3 \over 1.000$	113	130	143,5	98	81	38,4	122	152,5	140	102	90,6	50,8	46	+ 239

TABLA 5

Influencia de una rotación constante de larga duración. 4.º Resultados del cuarto ensayo

Fechas	Esfuerzo normal N en Mp	Esfuerzo tangencial en Mp	Rotaciones longitudinales en radianes	Esfuerzo en los tirantes verticales		Momento en la articulación en m. Mp	Testigos sonoros situados en el interior de la articulación: $\frac{\Delta l}{l} \times 10^6$				OBSERVACIONES
				Izquierda en Mp	Derecha en Mp		Izquierda		Derecha		
							9	1	0	2	
19-10-1965	1.412	300	$\frac{5}{1.000}$	532	693	+ 134,5	+ 149	+ 615	Sin tensión	Sin tensión	
10-1-1966	1.370	0	$\frac{5}{1.000}$	760	610	— 125	— 950	— 1.060	+ 125	Con tensión	Fisura de 6/10 de mm. Fugas en los gatos, que se descargan y, cambio de gatos.
24-1-1966	1.367	0	$\frac{5}{1.000}$	756	611	— 121	— 1.165	— 1.280	+ 170	Con tensión	Puesta en carga de la articulación.
31-1-1966	1.383	0	$\frac{5}{1.000}$	757	626	— 109	— 1.235	— 1.320	+ 180	Con tensión	
7-2-1966	1.371	0	$\frac{5}{1.000}$	749	622	— 106	— 1.285	— 1.350	+ 165	Con tensión	
14-2-1966	1.376	0	$\frac{5}{1.000}$	750	626	— 103	—	—	—	—	
21-2-1966	1.370	0	$\frac{5}{1.000}$	745	625	— 100	— 1.330	— 1.400	+ 185	Con tensión	
7-3-1966	1.409	0	$\frac{5}{1.000}$	760	649	— 93	— 1.330	— 1.400	+ 175	Con tensión	
17-3-1966	1.400	0	$\frac{5}{1.000}$	755	645	— 92	— 1.300	— 1.400	+ 70	Con tensión	
4-4-1966	1.408	0	$\frac{5}{1.000}$	760	648	— 93	— 1.380	— 1.435	+ 145	Con tensión	
26-4-1966	1.415	0	$\frac{5}{1.000}$	764	651	— 94	— 1.410	— 1.440	+ 150	Con tensión	
17-5-1966	1.415	0	$\frac{5}{1.000}$	764	651	— 94	— 1.420	— 1.445	+ 145	Con tensión	

TABLA 6

Rotación creciente bajo cargas de 700 Mp y 1.400 Mp
5.º Resultados del quinto ensayo

F e c h a s	Esfuerzo normal, N en Mp	Rotaciones longitudinales en radianes	Esfuerzos en los tirantes verticales		Momento en la articulación en m · Mp	Testigos sonoros situados en el interior de la articulación: $\frac{\Delta l}{e} \times 10^6$			
			Izquierda en Mp	Derecha en Mp		Izquierda		Derecha	
						9	1	0	2
24-5-1966	728	0	368	360	— 7	— 565	— 565	— 200	— 880
	720	$\frac{1}{1.000}$	346	374	23	— 415	— 435	— 570	— 1.075
	724	$\frac{2}{1.000}$	334	390	47	— 130	— 205	— 705	Sin tensión
	720	$\frac{3}{1.000}$	324	396	60	— 40	— 15	— 965	Sin tensión
	740	$\frac{4}{1.000}$	328	412	70	— 15	+ 40	— 1.090	Sin tensión
	1.433	0	715	718	2,5	— 905	— 910	— 1.165	— 915
	1.430	$\frac{1}{1.000}$	692	738	38	— 760	— 785	— 925	Sin tensión
	1.422	$\frac{2}{1.000}$	667	755	73	— 555	— 615	— 1.155	Sin tensión
	1.423	$\frac{3}{1.000}$	653	770	98	— 265	— 400	— 1.335	Sin tensión
	1.412	$\frac{4}{1.000}$	640	772	110	— 105	— 145	— 1.485	Sin tensión
	1.430	$\frac{5}{1.000}$	637	793	130	— 60	— 30	Sin tensión	Sin tensión
	1.452	$\frac{6}{1.000}$	637	815	148	— 35	+ 20	Sin tensión	Sin tensión
	1.435	$\frac{7}{1.000}$	632	803	143	— 20	+ 30	Sin tensión	Sin tensión
	1.408	$\frac{8}{1.000}$	618	790	144	0	+ 55	Sin tensión	Sin tensión
	1.436	$\frac{9}{1.000}$	628	808	150	+ 25	+ 65	Sin tensión	Sin tensión
	1.448	$\frac{10}{1.000}$	635	813	149	+ 75	+ 70	Sin tensión	Sin tensión
	1.452	$\frac{11}{1.000}$	637	815	149	+ 230	+ 85	Sin tensión	Sin tensión
	1.435	$\frac{13}{1.000}$	640	795	130	+ 550	+ 80	Sin tensión	Sin tensión
	1.457	$\frac{15}{1.000}$	631	826	163	Con exceso de tensión	+ 90	Sin tensión	Sin tensión

TABLA 7

6.º Resultados de las cuerdas vibrantes situadas sobre las caras de los bloques de la articulación
Las deformaciones relativas se dan en 10⁶; el signo — corresponde a una compresión, y el signo + a una tracción

N.º de cuerdas	N = 1182 Mp $\omega = 0$	$N = 1203 \text{ Mp}$ $\omega = \frac{3}{1000} r d$	N = 1752 Mp $\omega = 0$	N.º de cuerdas	N = 1182 Mp $\omega = 0$	$N = 1203 \text{ Mp}$ $\omega = \frac{3}{1000} r d$	N = 1752 Mp $\omega = 0$	N.º de cuerdas	N = 1182 Mp $\omega = 0$	$N = 1203 \text{ Mp}$ $\omega = \frac{3}{1000} r d$	N = 1752 Mp $\omega = 0$
0	-120	-70	-150	28	-240	-150	-230	56	-70	-	-
1	-150	-70	-190	29	-190	-60	-100	57	-80	-30	-70
2	-80	0	+130	30	-10	+40	+50	58	-60	-60	-70
3	-140	-70	-180	31	-70	-60	-70	59	-90	-30	-90
4	-50	-20	-10	32	-100	-80	-110	60	-50	-60	-70
5	-100	-40	-110	33	-60	-10	-40	61	-130	-140	-140
6	-80	-40	-40	34	-30	+10	-20	62	-50	0	-20
7	-80	-30	-60	35	-160	+70	-180	63	-160	-180	-210
8	-60	0	-30	36	-30	+10	+20	64	-50	+10	-20
9	-80	-30	-50	37	-20	0	+10	65	-180	-210	-260
10	-30	+20	-40	38	-120	-60	-140	66	-10	+40	+10
11	-80	-50	-40	39	-50	-30	-30	67	-180	-210	-230
12	-60	-10	-40	40	-140	-150	-180	68	-20	0	+10
13	-100	-60	-80	41	-70	-10	-60	69	-80	-20	-60
14	-70	-30	-40	42	-150	-170	-200	70	-20	+10	+20
15	-90	-30	-80	43	-50	+10	-20	71	-10	+10	+40
16	-70	-40	-50	44	-150	-170	-210	72	-110	-80	-100
17	-90	-40	-70	45	-40	+10	-20	73	-60	0	-40
18	-50	-10	-40	46	-120	-140	-180	74	-10	+30	+10
19	-80	-20	-90	47	-50	-50	-50	75	-60	-30	-20
20	-60	0	-40	48	-60	-10	-60	76	-50	-30	-20
21	-20	+10	+10	49	-30	-20	-20	77	-120	-100	-130
22	-170	-80	-230	50	-80	-30	-80	78	+10	+60	+60
23	-70	-30	-20	51	-60	-70	-60	79	-150	-110	-120
24	-130	-60	-140	52	-60	-20	-40				
25	-50	-20	-50	53	-40	-40	-50				
26	-160	-80	-210	54	-60	-30	-30				
27	-110	-60	-150	55	-60	-20	-40				

IX. HISTORIA DE LOS ENSAYOS

Los ensayos se realizaron en el "Centro Experimental de Estudios e Investigaciones sobre la Construcción y Obras Públicas", en Saint-Rémy-les Chevreuse.

La articulación se hormigonó a finales de diciembre de 1964 y los ensayos comenzaron el 22 de junio de 1965, con la fase de rotación creciente bajo carga creciente. Un ensayo bajo carga uniforme permitió determinar, mediante testigos acústicos alojados en la garganta de la articulación, el módulo de elasticidad del hormigón; su valor se ha indicado ya en el párrafo III.

Esta primera serie de ensayos se desarrolló normalmente y terminó el 30 de junio de 1965. Mediante la utilización de tres bombas, cada una de las cuales alimentaba a una fila de gatos, se pudo someter sin dificultad la articulación a las cargas deseadas y a los movimientos correspondientes al programa de ensayos preparado.

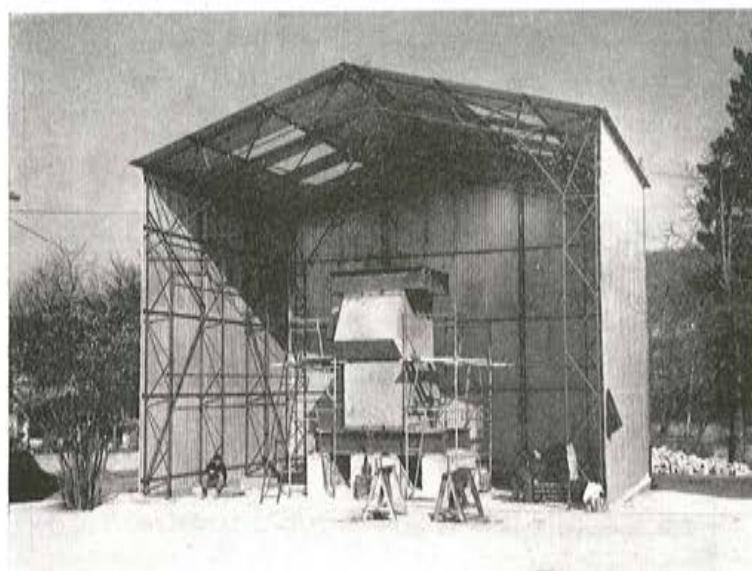


Fig. 40. — Vista general del dispositivo de ensayo.

A continuación se sometió la articulación a rotaciones alternadas. El número de estas rotaciones fue, ciertamente, bastante limitado. Habría sido interesante observar el comportamiento de la articulación bajo rotaciones de mayor amplitud, alrededor de una posición inicial correspondiente a una rotación mayor que la escogida para el ensayo, pero era preciso no destruir el modelo para poder realizar el resto de los ensayos programados.

Entre septiembre y octubre de 1965 se introdujo el momento transversal, operación que resultó extraordinariamente larga y difícil, lo que limitó el número de ensayos. Las fugas de los gatos, bastante importantes, obligaron a reemplazarlos todos y a suspender estos ensayos.

Es conveniente señalar que los gatos Freyssinet solamente pueden soportar una serie limitada de operaciones de puesta en carga y descarga. Teniendo en cuenta esta circunstancia se desistió del ensayo a cizallamiento transversal, ya que su realización, por otra parte, no tenía una importancia fundamental para la obra.

Los ensayos no pudieron proseguirse hasta el mes de enero de 1966 y se reanudaron con el de rotación constante de larga duración.

Durante un período de cuatro meses se procuró mantener aplicada una carga constante lo más próxima posible a los 1.400 Mp y una rotación de $\frac{5}{1.000}$ de radián. Al cabo de dos meses, el momento resistente de la articulación ya se había estabilizado y poco después se realizó el último ensayo a rotura.

X. INTERPRETACION DE LOS ENSAYOS

PRIMERA SERIE DE ENSAYOS.

Rotaciones crecientes bajo cargas crecientes.

La figura 41 muestra los resultados obtenidos en estos ensayos. Las diferentes cargas de 700 Mp 1.200 Mp 1.400 Mp y 1.800 Mp se fueron aplicando sucesivamente. Cada una empezaba a actuar en el momento en que quedaba anulada la rotación originada por la carga anterior. Como consecuencia se produce un cierto momento remanente de

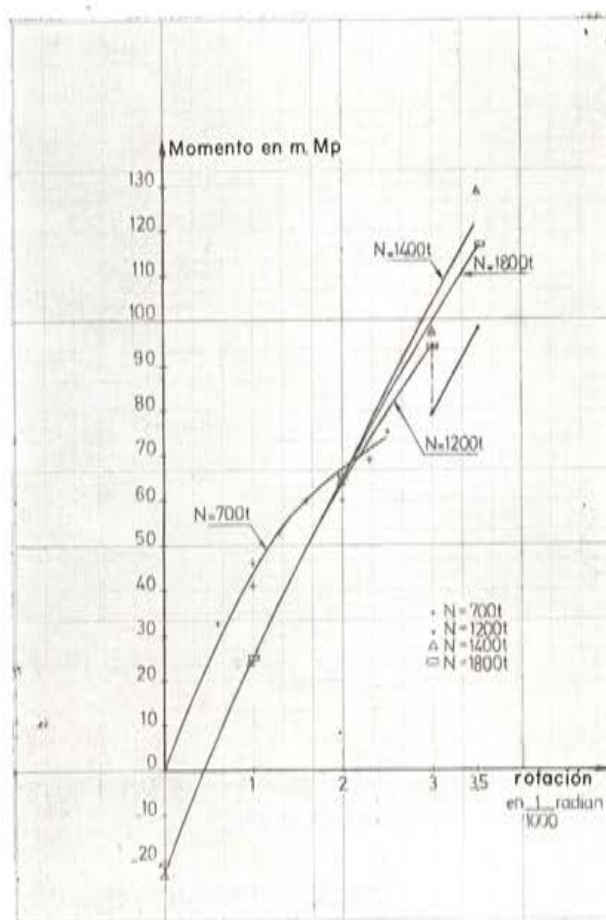


Fig. 41. — Giros crecientes bajo cargas crecientes. Resultados directos.

22 m Mp aproximadamente. Este momento residual perturba los resultados, por lo que parece lógico transformar las curvas correspondientes a las cargas de 1.200 Mp, 1.400 Mp y 1.800 Mp, con el objeto de hacerlas pasar por el origen y repartir linealmente el momento remanente. Se mantuvieron los valores de los momentos máximos resistidos por la articulación, que corresponden a una rotación de $\frac{3,5}{1.000}$ de radián.

Los resultados de esta transformación se representan en el diagrama de la figura 42.

Es conveniente señalar que a partir de $N = 1.200$ Mp la ley de variación apenas depende de la carga.

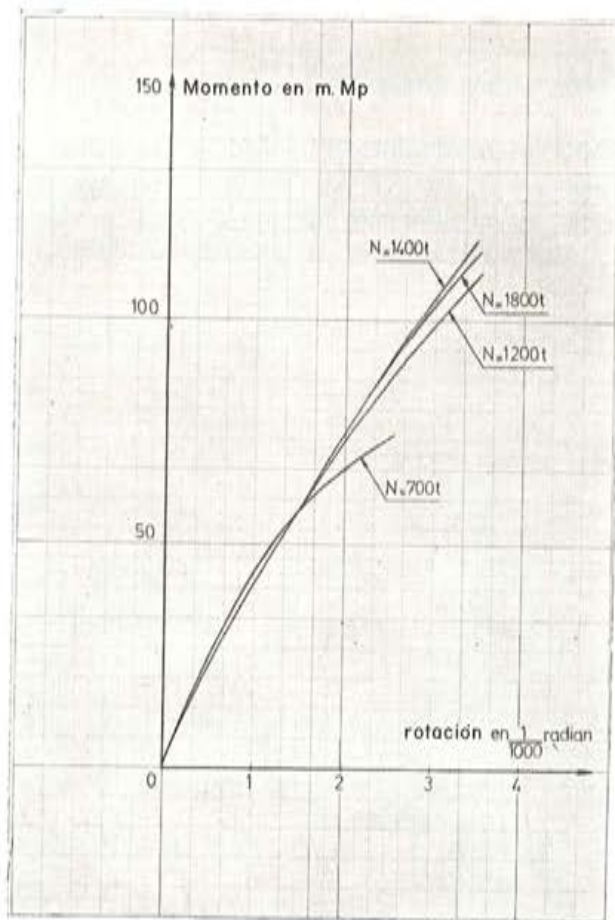


Fig. 42. — Giros crecientes bajo cargas crecientes. Resultados corregidos.

Como conclusiones de aplicación práctica, de estos resultados se deduce que deben limitarse los movimientos rápidos de la articulación:

- a una rotación de $\frac{2,5}{1.000}$ de radián bajo la carga de 700 Mp, con lo que la fisura de la garganta presenta una abertura del orden de $\frac{7}{100}$ de mm;

— a una rotación de $\frac{3,5}{1.000}$ de radián bajo las otras cargas de 1.200 Mp, 1.400 Mp y 1.800 Mp, con lo que las fisuras correspondientes presentan aberturas del orden de $\frac{4}{100}$ a $\frac{8}{100}$ de mm.

No obstante, de los valores registrados por los testigos situados en el interior de la garganta, a 3 cm del borde (tabla núm. 1), se deduce que se presentan ciertas tensiones de tracción para una carga de 700 Mp, con rotación de $\frac{0,5}{1.000}$ de radián, pero, por otra parte, estos mismos testigos confirman que, bajo los otros casos de carga, sólo se producen compresiones.

En particular, para la carga de 1.800 Mp, y una rotación de $\frac{3,5}{1.000}$ de radián, se puede estimar la compresión mínima, a 3 cm del borde, en:

$$\frac{430.000}{2} \times 390 \times 10^{-6} = 84 \text{ kp/cm}^2$$

tomando como módulo de elasticidad del hormigón el valor $\frac{430.000}{2} \text{ kp/cm}^2$ para tener en cuenta la fluencia experimentada por dicho material durante dos días.

SEGUNDO ENSAYO.

Rotaciones alternadas.

El diagrama de la figura 43 muestra lo que ocurre cuando, partiendo de las posiciones de equilibrio $-\frac{1,2}{1.000}$ de radián y $-\frac{1,7}{1.000}$ de radián, se introduce una rotación alternada de una amplitud de $\pm \frac{1,4}{1.000}$ de radián.

El haz formado por las 5 curvas de carga y descarga es bastante estrecho, lo cual demuestra que la articulación conserva todas sus propiedades.

TERCER ENSAYO.

Introducción de un momento transversal.

La articulación soportó, perfectamente, la aplicación de este momento transversal. Los valores de las medidas registradas por los testigos acústicos permiten afirmar que todas las zonas de la garganta quedan comprimidas.

En los dos casos estudiados, rotación longitudinal nula y rotación longitudinal de $\frac{2}{1.000}$ de radián, para momentos transversales de algunos metros \times megapondios, las rotaciones transversales han sido siempre las mismas, de $\frac{0,5}{1.000}$ de radián. De ello se deduce que una rotación longitudinal no tiene gran influencia en el momento transversal.

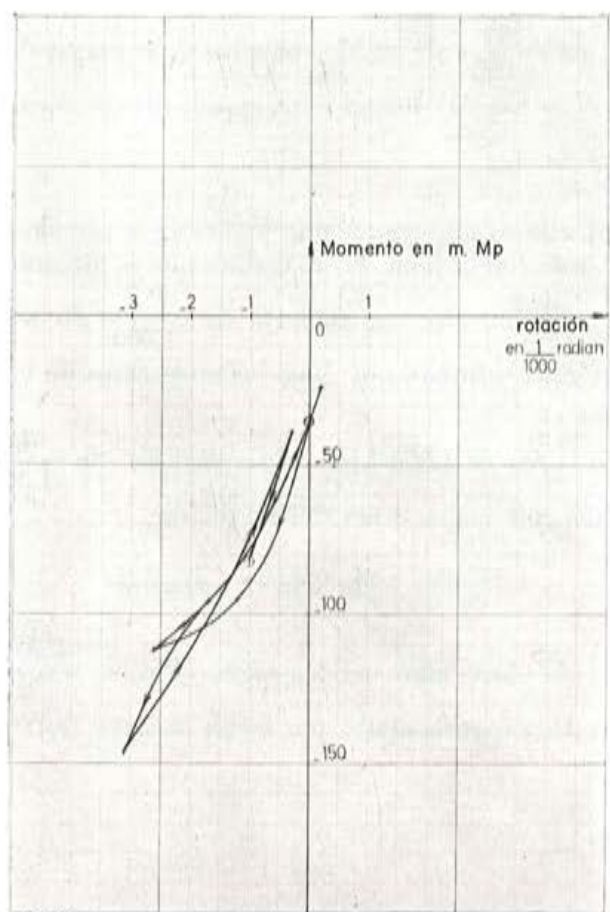


Fig. 43. — Giros alternados.

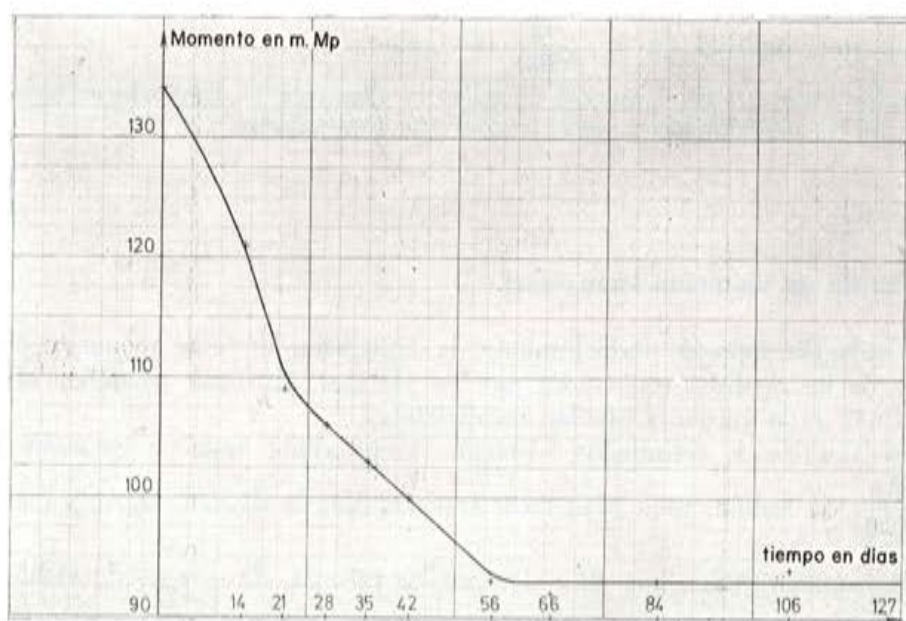


Fig. 44. — Giro constante de larga duración.

Se aprecia, sin embargo, que la introducción del momento transversal parece reducir la resistencia de la articulación. El momento longitudinal resistido tiende, en efecto, a disminuir, para una rotación longitudinal dada, cuando se introduce un momento transversal.

CUARTO ENSAYO.

Rotación constante de larga duración.

Al cabo de dos meses, el momento resistido quedó estabilizado alrededor del 70 por 100 de su valor inicial.

La disminución del momento es muy importante durante los primeros veinte días; después decrece linealmente, a razón de 17 m.Mp en unos treinta y cinco días, hasta llegar a su valor final, del orden de los 93 m.Mp, al cabo de los dos meses (diagrama de la fig 44).

QUINTO ENSAYO.

Rotaciones crecientes bajo cargas de 700 y 1.400 Mp.

Este ensayo es prácticamente la prolongación del primero hasta llegar a la rotura. Demuestra que el comportamiento de la articulación no se ha modificado notablemente por la fase de rotación constante de larga duración.

El ensayo bajo 700 Mp de carga se continuó hasta la aparición de una fisura del orden de 6/10 mm para una rotación de $\frac{4}{1.000}$ de radián.

El diagrama de la figura 45 indica que la curva disminuye su pendiente cuando la rotación alcanza los $\frac{2}{100}$ de radián, y que para una rotación de $\frac{4}{1.000}$ de radián se llega a las proximidades de la rotura.

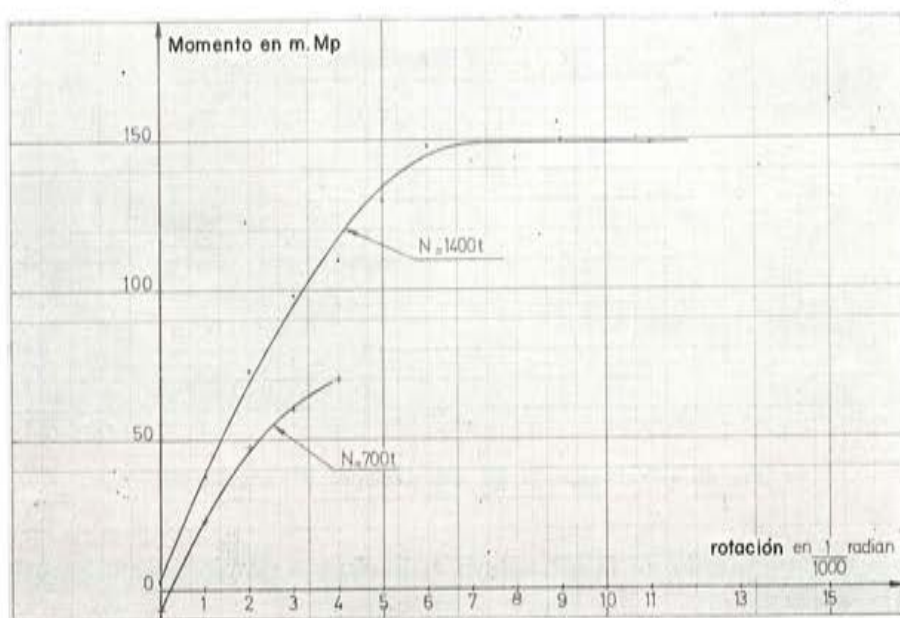


Fig. 45. — Giros crecientes bajo cargas de 700 y 1 400 Mp.

El ensayo bajo carga de 1.400 Mp se detuvo cuando se estabilizó el momento resistido en un valor aproximado a los 150 m.Mp. La fisura se iba abriendo a medida que aumentaba la rotación.

Para una rotación de $\frac{15}{1.000}$ de radián, la fisura llegó a 4 mm de abertura.

Resultados obtenidos con las cuerdas vibrantes.

Para las cargas consideradas, 1.200 Mp y 1.800 Mp, los resultados de la tabla número 7 indican únicamente la aparición de unas pequeñas retracciones en las caras de los bloques de la articulación.

El número de elongómetros dispuestos en "roseta" resultó insuficiente para poder trazar las líneas isostáticas.

Conclusión.

Estos ensayos proporcionaron los datos necesarios para la construcción de la obra. Las capacidades de rotación de las articulaciones se limitaron a $\frac{2,5}{1.000}$ de radián bajo la carga de 700 Mp, correspondiente al peso propio de un semitramo y a $\frac{3,5}{1.000}$ de radián bajo cargas de 1.200, 1.400 y 1.800 Mp, correspondientes, respectivamente, a las reacciones de

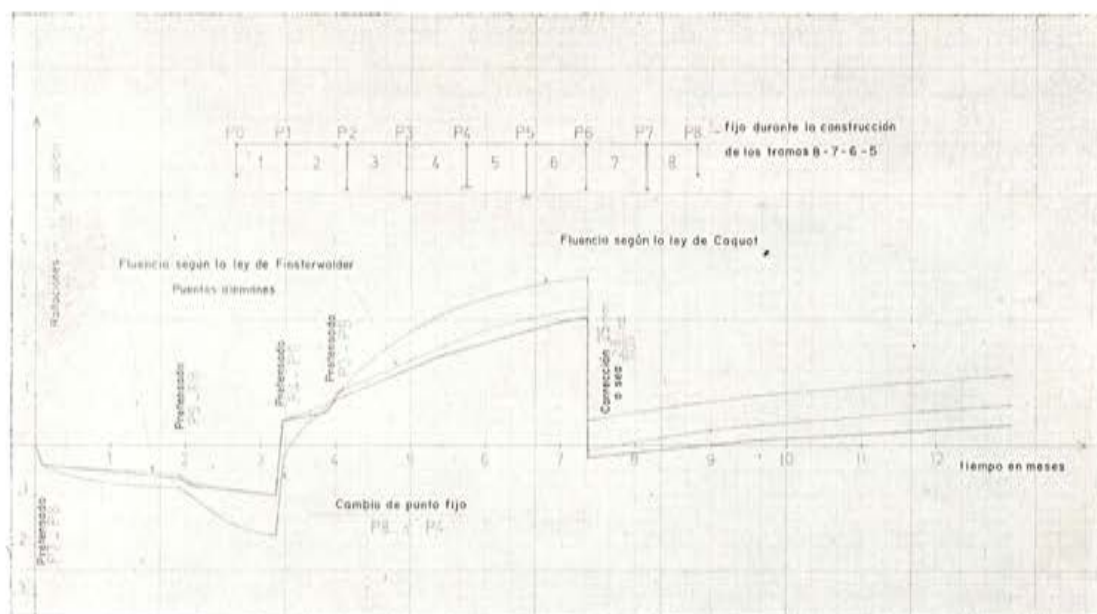


Fig. 46. — Variación de las articulaciones del soporte P7.

las pilas bajo el peso propio de la estructura, bajo el peso propio y superestructura y bajo las cargas de servicio.

El gráfico de la figura 46 representa los movimientos de las articulaciones de la pila

P7 a lo largo de los doce primeros meses siguientes a su construcción y refleja los principales aspectos de su comportamiento a lo largo de la construcción de la estructura. En él se observa, asimismo, cómo se utilizaron en la práctica los resultados obtenidos en estos ensayos. La primera corrección se efectuó a los siete meses y se previó realizar una segunda corrección a los veinte meses, aproximadamente.

La fluencia se estudió en relación con las dos leyes, cuyas curvas aparecen representadas en el gráfico de la figura 46. Una es la de M. Caquot, y la otra la deducida de los trabajos del Profesor Finsterwalder, en Alemania (resultado de la investigación realizada sobre 15 puentes alemanes). Quedó demostrado que las deformaciones de esta estructura prefabricada concuerdan satisfactoriamente con las dadas por esta última ley. Es preciso señalar, por otra parte, que durante el invierno 1966-67, la fluencia fue muy pequeña.

A lo largo de toda la construcción de la estructura, y después de su entrada en servicio, no se ha registrado ninguna anomalía en el funcionamiento de las articulaciones ni se ha detectado ninguna fisura.

Los resultados obtenidos son comparebles con los de los ensayos realizados sobre las articulaciones del macizo de anclaje de la orilla izquierda del puente de Tancarville, publicados en los *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* número 70, de enero de 1961. Sin embargo, los momentos resistidos por la articulación, medidos bajo solicitaciones equivalentes, son ligeramente inferiores. Es necesario hacer notar que la longitud de la articulación de ensayo de Tancarville era 0,10 m mayor que la del viaducto en curva.

Se ha procurado hacer una exposición lo más detallada posible de los resultados obtenidos. De esta manera, como su análisis e interpretación son aún bastante superficiales, sobre todo en lo relativo a las fases de ensayo cuya utilidad no era inmediata, cada uno podrá encontrar en esta exposición los datos básicos precisos para la realización de los estudios complementarios que estime interesantes.

ejecución de los trabajos

por G. LACOMBE

CIMENTACIONES

Las obras comenzaron con la excavación y hormigonado, en un mar de barro, de los pilotes de cimentación de los estribos y pilas. Estos pilotes, de los cuales se utilizan 7 por apoyo, son capaces de soportar, cada uno, una carga de 300 Mp. Las cabezas de los siete pilotes quedan encepados en un macizo de hormigón armado (fig. 47). Las cimentaciones de los dos soportes del pórtico que forma cada pila van unidas por un tirante de hormigón pretensado que lleva, en cada extremo, una cabeza en forma de martillo que se aloja en un hueco, especialmente dispuesto a tal efecto en el correspondiente macizo de hormigón.

El anclaje definitivo de la cabeza en el macizo se realiza después de la introducción del pretensado en los cables del tirante con el fin de evitar que se produzcan esfuerzos horizontales secundarios en los pilotes (fig. 48). Por otra parte, para evitar toda sollicitación de flexión en este tirante, como consecuencia de un posible asiento del terreno, se recubrió con una capa de hormigón con interposición de poliestireno.



Fig. 47. — Ejecución de los macizos sobre pilotes.

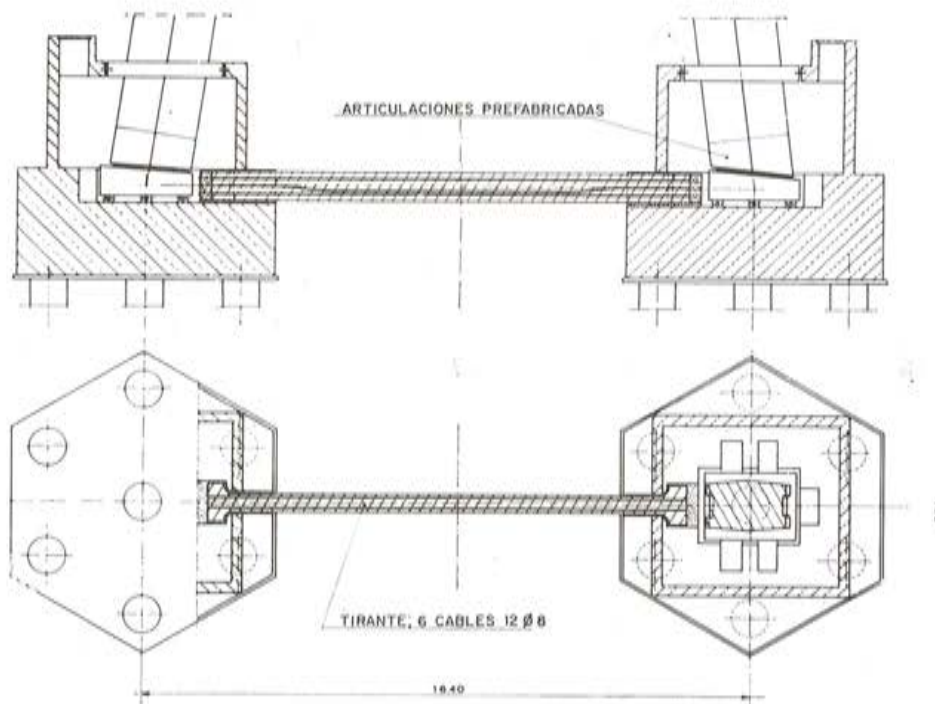


Fig. 48. — Esquema de las zapatas de cimentación.

PILAS

Los macizos de articulación de los soportes (fig. 49), 22 en total, se prefabricaron en obra en posición horizontal igual que el modelo de la articulación ensayada (fig. 50). Después de tesos, los cuatro cables de 75 Mp, que lleva cada macizo, se levantaron y transportaron a su lugar de almacenamiento.

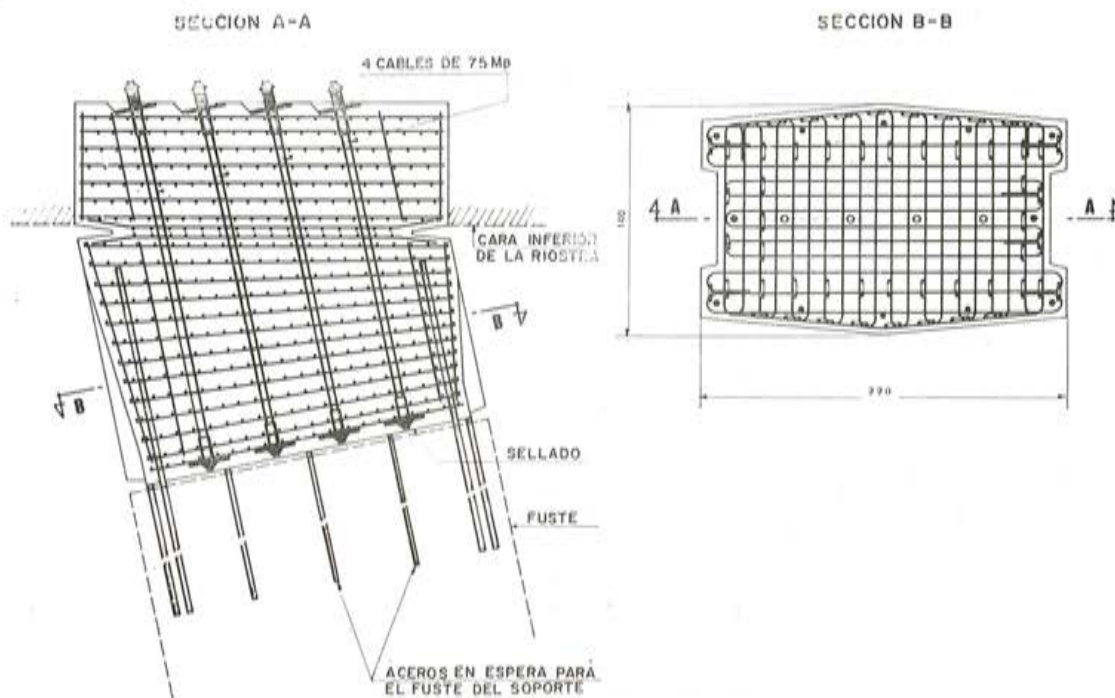


Fig. 49. — Esquema de una articulación prefabricada para cabeza del soporte.

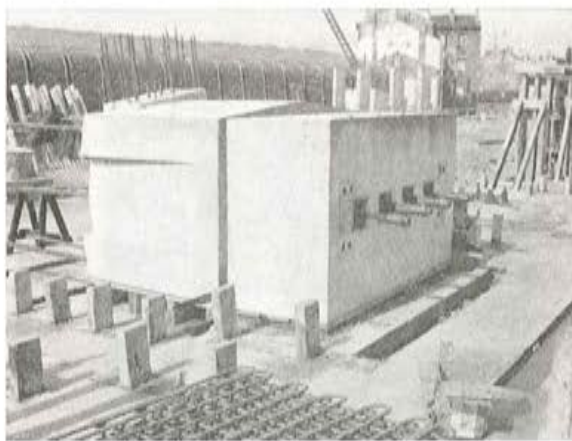


Fig. 50. — Articulación prefabricada, de cabeza de soporte, en su área de construcción. Obsérvense los cuatro cables de 75 Mp., para el pretensado antes de su elevación.

La articulación inferior lleva unos patines de deslizamiento en fundición, y las armaduras en espera necesarias para recibir el soporte que se hormigona *in situ* (fig. 51).

La colocación de estas articulaciones en el macizo de cimentación se efectuó con arreglo al siguiente programa:

- Nivelación muy precisa, en las tres direcciones, con ayuda de tres tornillos que se apoyaban en chumaceras metálicas que podían deslizar a lo largo del macizo de cimentación.

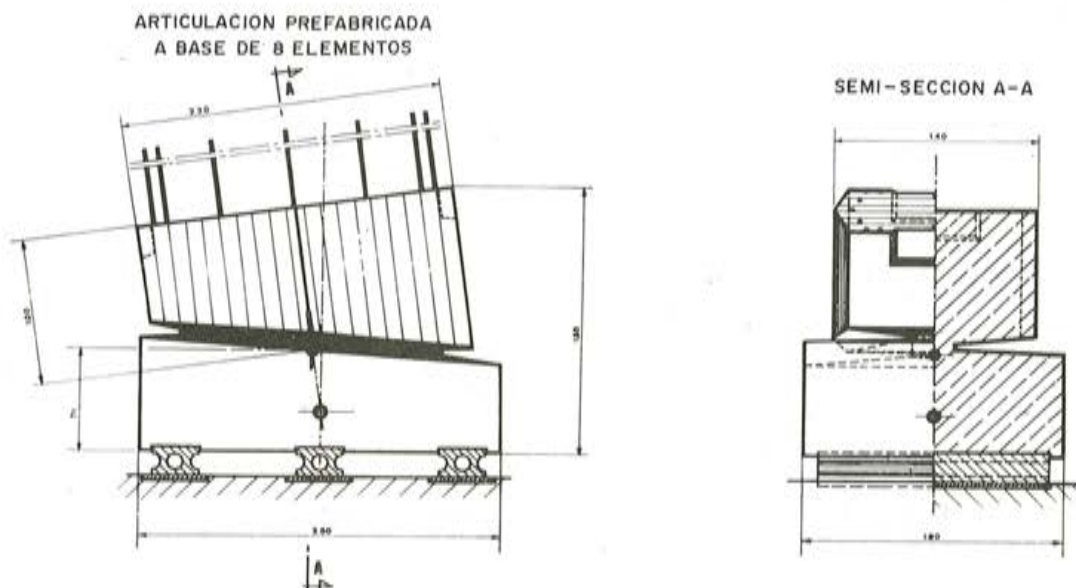


Fig. 51. — Esquema de una articulación prefabricada para la base de un soporte.

- Inmovilización de estas chumaceras metálicas mediante soldadura.
- Elevación del elemento prefabricado.
- Colocación de un lecho de mortero fluido de un espesor ligeramente superior al necesario.
- Nueva colocación exacta de la articulación (provista de sus patines de fundición y de las placas de acero sobre las cuales deben deslizar) mediante los tres tornillos de nivelación que vuelven a ocupar su situación exacta en las chumaceras metálicas (fig. 52).

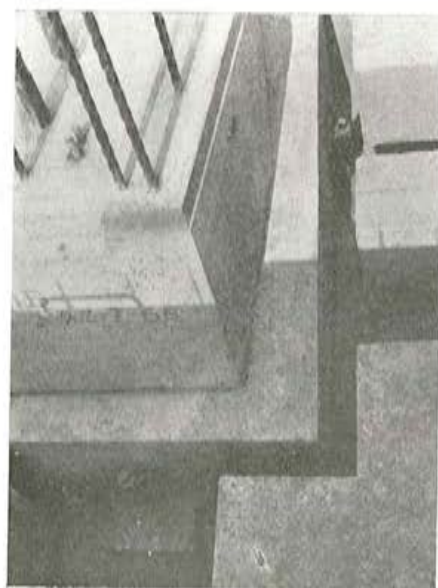


Fig. 52. — Colocación de una articulación de base. Obsérvense dos de los tres tornillos de nivelación, así como los alojamientos destinados a los gatos de ripado de las bases de los soportes bajo carga.

Las placas de acero para el deslizamiento se fijaban provisionalmente a los patines de fundición mediante tornillos de latón que se cortaban al efectuar la primera corrección de los pies de los soportes. Las superficies en contacto entre patines y placas iban lubricadas mediante la interposición de una película de grasa de sulfuro de molibdeno.

Este procedimiento permitió realizar de manera muy precisa la delicada colocación de las zapatas de los soportes.

A continuación se hormigonaron los soportes mediante un encofrado metálico que formaba parte de la futura cimbra de la riostra superior del encepado.

Seguidamente se colocaba la articulación, prefabricada, de la cabeza del soporte, dejando un hueco de 3 cm destinado a realizar un sellado posterior con mortero de cemento. En la parte baja de esta articulación se habían preparado unas barras en espera que se introducían en unos orificios entubados dispuestos a tal fin en el soporte.

VIGAS RIOSTRAS

Durante la ejecución de las vigas riostras de encepado, la principal dificultad surgió al colocar las cuatro familias principales de cables de pretensado o vainas (fig. 27):

1. Cables para la resistencia a flexión longitudinal de las vigas riostras (fig. 53).
2. Cables para absorber las cargas concentradas ocasionadas por las almas de borde (fig. 54).
3. Cables para la resistencia a torsión.
4. Vainas vacías para alojar, posteriormente, dos familias de cables longitudinales del tablero, una de las cuales atraviesa la viga riostra y la otra se ancla en ella.

En la figura 55 pueden verse estas dos familias de vainas: 176 de estos tubos terminan en las correspondientes placas de anclaje prefabricadas y los otros 264 tubos atraviesan la riostra.



Fig. 53. — Disposición de los cables en la parte superior de una riostra de apoyo sobre un soporte.



Fig. 54. — Colocación de cables en el extremo inferior de una riostra de apoyo, en su unión con el alma lateral de una sección en cajón.

Con el fin de evitar la introducción, en las pilas, de esfuerzos debidos al acortamiento instantáneo originado en la viga riostra por el pretensado y la retracción, la junta entre la cara inferior del macizo inferior de la articulación superior y el soporte no se rellenó hasta dos días antes de la ejecución del pretensado longitudinal del tablero, prácticamente un mes después de la introducción del esfuerzo de pretensado en la riostra. Después se efectuaba el anclaje de las barras inferiores en espera mediante inyección.



Fig. 55. — Vista de la cara de la riostra de apoyo con los anclajes del primer grupo de cables y los tubos en espera para los del segundo grupo.

PREFABRICACION

Para la prefabricación de las dovelas se empleó un molde único. Como se ha dicho antes, las dovelas se hormigonaban en una posición que formaba un ángulo de 90° respecto a la que habían de tener en el tablero. Para conseguir la coincidencia exacta de los orificios para el paso de los cables de pretensado, la dovela n se hormigonaba sobre la $n-1$, con lo que la cara superior de hormigonado de ésta constituía el fondo del encofrado de la dovela n .

A tal objeto, el molde de las dovelas estaba formado, principalmente, por dos elementos de encofrado (fig. 56). El primero, de sección en forma de U, permitía moldear la cara exterior, tanto del forjado inferior como de las almas laterales; el segundo formaba el encofrado de la cara superior del forjado bajo la calzada; estos dos elementos se sujetan entre sí mediante unas piezas que forman el encofrado de los bordes del forjado superior y se maniobran por medio de gatos hidráulicos. El conjunto de estos dos encofrados (figuras 57 y 58) descansa sobre dos pórticos soportados, cada uno de ellos, por dos gatos de husillo, de 3,50 m de recorrido, accionados eléctricamente. De esta manera, después del hormigonado y endurecimiento de la dovela n , el conjunto de encofrado y dovela se levantaba ligeramente para permitir el desprendimiento de la dovela $n-1$, trasladándola lateralmente sobre un carretón de transporte. Después de colocada sobre cuñas la dovela $n-1$

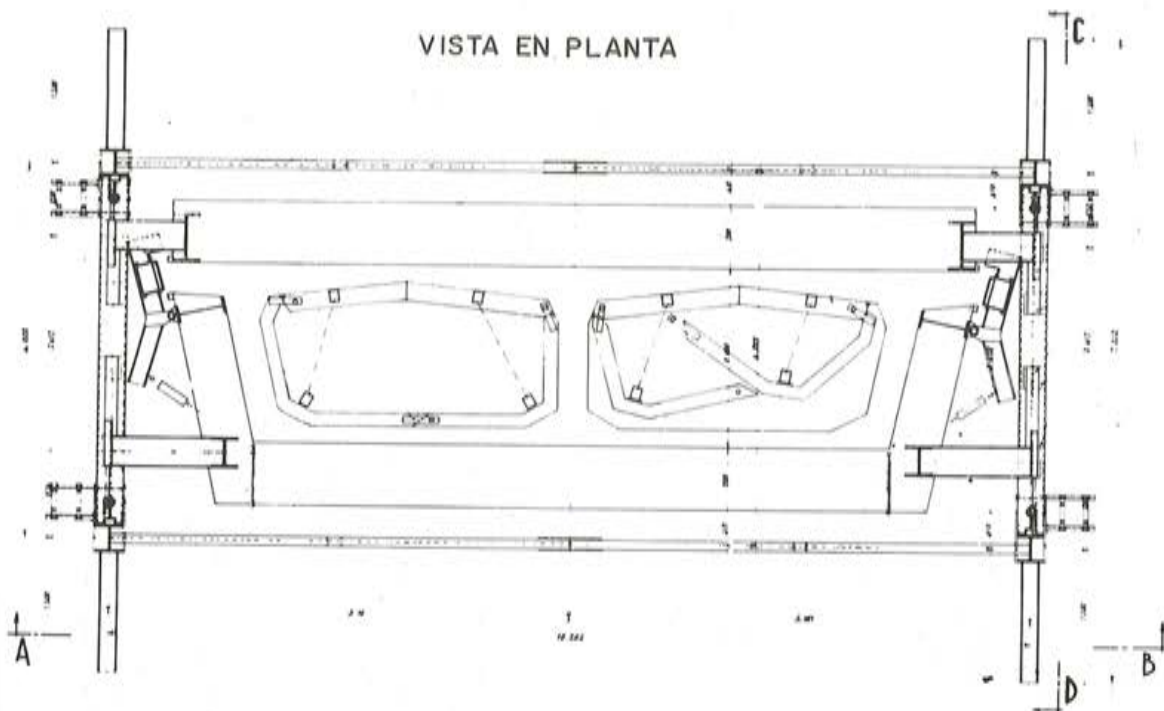


Fig. 56. — Vista en planta del molde de las dovelas.

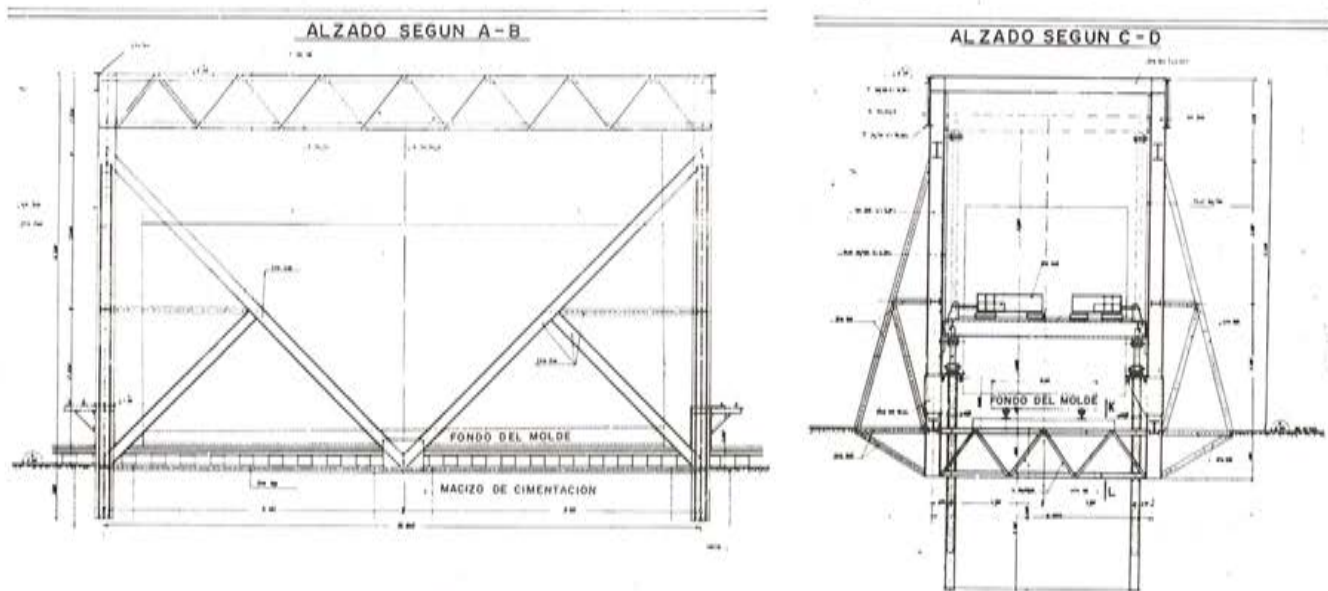


Fig. 57. — Conjunto del dispositivo de moldeo.

en su lugar de ubicación previsto para proceder al hormigonado de las placas del forjado, el carretón que ha quedado libre se vuelve a situar bajo el molde. A continuación, el conjunto molde más dovela n se desciende 3,35 m para depositar la dovela n sobre dicho carretón. Después se abre el molde, se eleva 3,35 m y se limpia para poder proceder al hormigonado de la dovela $n + 1$ (fig. 59).

Los encofrados interiores de los cajones estaban constituidos por núcleos retráctiles, abatibles, colgados del encofrado exterior (fig. 56).

La posición exacta del molde para respetar la curvatura de la estructura en planta y la de su perfil longitudinal se consiguió actuando adecuadamente sobre los cuatro gatos verticales de husillo y se comprobó con ayuda de referencias milimétricas dispuestas en las cuatro caras del molde.

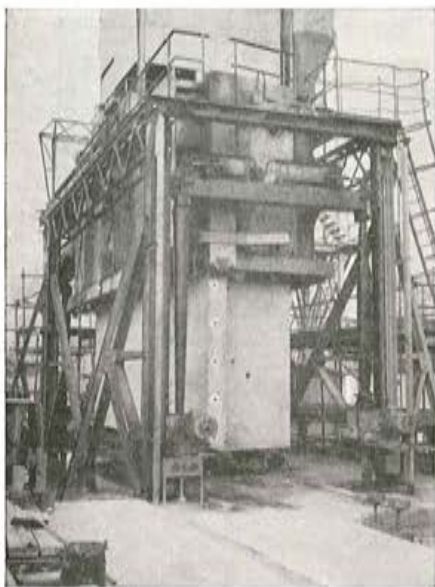


Fig. 58. — Vista del molde en posición para el hormigonado de la dovela n sobre la $n-1$. Obsérvese el pórtico que sujeta el molde y los gatos de desencofrado de la base.

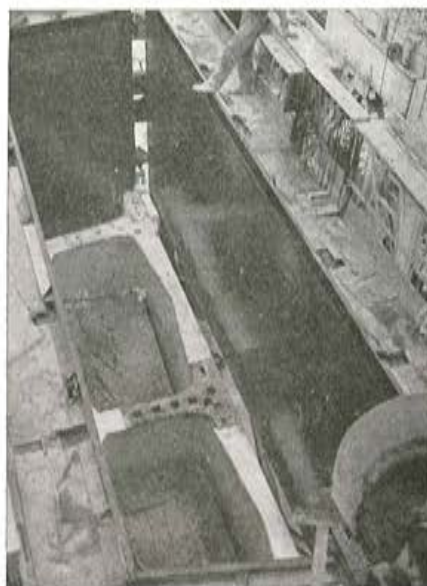


Fig. 59. — El molde, abierto, acaba de subir 3,35 m. y se va a volver a cerrar sobre la dovela anteriormente hormigonada.

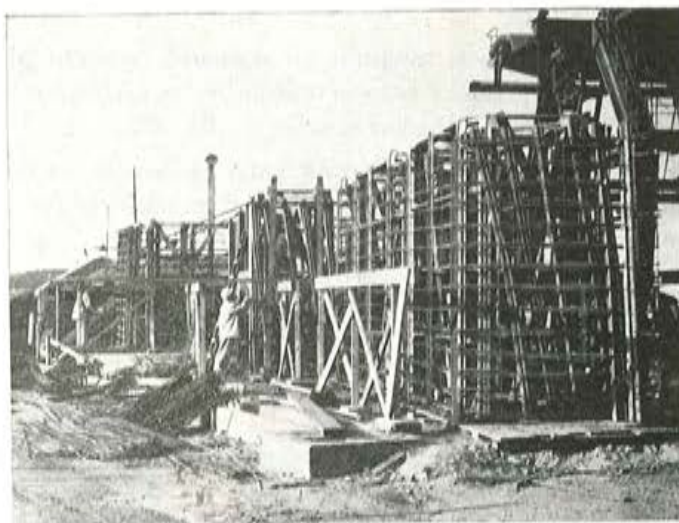
La estanquidad entre el molde y la dovela inferior se obtuvo aplicando una banda móvil, de material impermeable, mediante gatos de aire comprimido.

Con objeto de conseguir el cambio de peralte de los dos últimos tramos del lado de París, las riostras de apoyo del molde se estudiaron de forma que pudiese girar el encofrado y obtener así una variación continua del peralte del tablero.

CURADO DEL HORMIGON

Para alcanzar un ritmo de fabricación de dos dovelas diarias, todas las caras del molde se calentaron eléctricamente, mediante resistencias del tipo Pyrotenaz, pegadas a la chapa del encofrado y capaces de proporcionar 1.600 wat. por m^2 . Este dispositivo permitía alcanzar, en cuatro horas, un endurecimiento suficiente para poder llevar a cabo el desencofrado. La elevación de la temperatura hasta los $70^{\circ} C \pm 5$ se realizaba en dos

Fig. 60. — Montaje, sobre gálibo, de las armaduras y vainas.



horas y a continuación se mantenía esta misma temperatura durante otras dos horas. La uniformidad en la distribución del calor obtenida por este sistema era tal que los gradientes de temperatura en el hormigón eran despreciables al cabo de las dos primeras horas, y en ningún caso se observaron fisuras debidas al choque térmico, a pesar de este aumento rápido de temperatura. El consumo de energía eléctrica fue del orden de 35 kWh/m³.

ARMADO DE LAS DOVELAS

Las armaduras y las vainas de tubo de acero de 1 mm de espesor se montaban previamente en el correspondiente gálibo (fig. 60), y después, con ayuda de un bastidor, la grúa de servicio las colocaba en el molde (fig. 63).



Fig. 61. — Colocación de la armadura de una dovela.

Bastaba, pues, asegurar su posición respecto al molde mediante los oportunos separadores (fig. 62) y colocar entonces los núcleos retráctiles del encofrado interior que se calentaban también eléctricamente (fig. 63).

A continuación se hormigonaba la dovela, en una hora, con ayuda de una cinta transportadora telescópica, alimentada directamente por la amasadora de la central de hormigonado.

Las placas prefabricadas que completan el tablero (fig. 21) se hormigonaban también en contacto con las dovelas correspondientes para asegurar la perfecta coincidencia de los orificios para la vainas.



Fig. 62. — Introducción de la armadura en el molde.

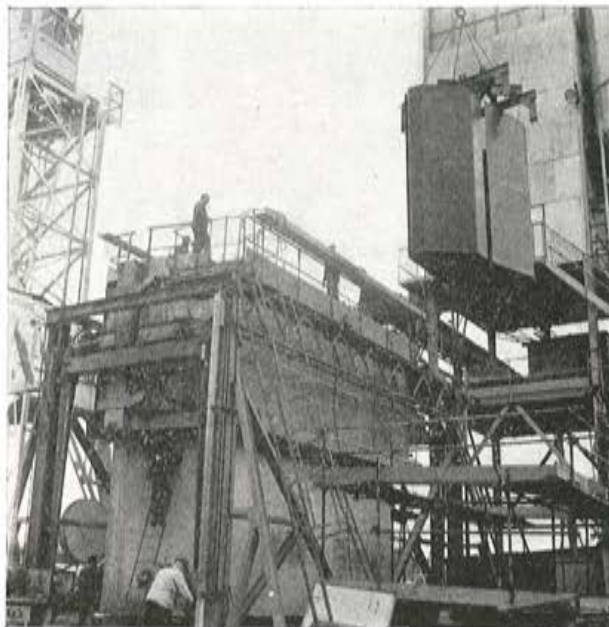


Fig. 63. — Colocación de un núcleo del encofrado interior.

TRANSPORTE Y COLOCACION DE LAS DOVELAS

El transporte de las dovelas de 50 Mp se realizó mediante un pórtico especialmente proyectado para ello y capaz de cumplir las diferentes funciones siguientes (fig. 64):

1. Elevación de la dovela y depósito de la misma en el parque de almacenamiento, capaz para seis filas de piezas, para lo cual se precisaba un radio mínimo de 15 m (fig. 65).
Para facilitar la circulación, el pórtico descansaba sobre cuatro carretones de cuatro neumáticos, capaces de soportar cada uno 6 Mp (es decir, 24 Mp por carretón), y que se orientaban mediante un sistema de dirección accionado mediante gatos. Este dispositivo, con cuatro puntos de apoyo, permitía obtener reacciones mínimas en cada uno de ellos.
2. Retirada de la dovela del almacén (fig. 66) y volteo de la pieza para su colocación en posición horizontal, operación que se efectuaba al mismo tiempo que su elevación, mediante un sistema de cables basculantes.

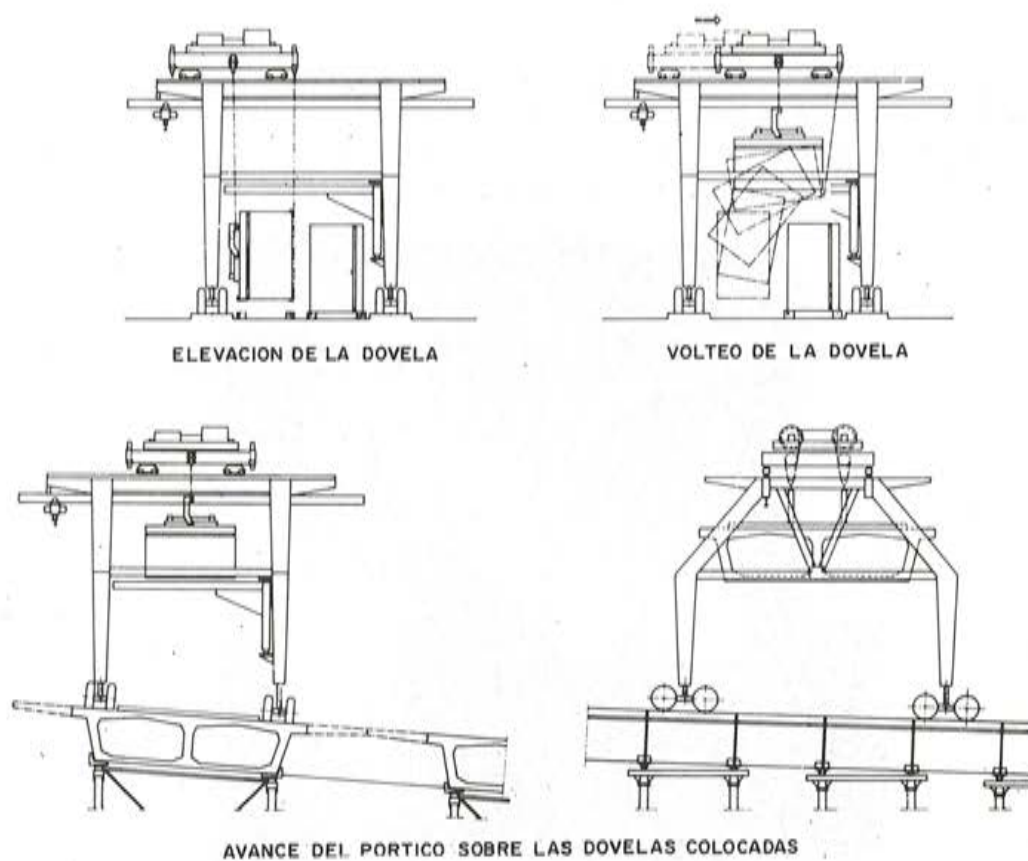


Fig. 64.—Esquema del funcionamiento del pórtico de transporte y colocación



Fig. 65.—Almacén de dovelas.

3. Transporte a través de una calzada con un peralte variable del 0 al 7 por 100 y una pendiente que oscilaba entre $+3,5$ y -2 por 100. Para ello, los cuatro carretes del pórtico estaban provistos de gatos hidráulicos, de los cuales dos iban unidos a una misma bomba, lo cual permitía convertir el sistema hiperestá-

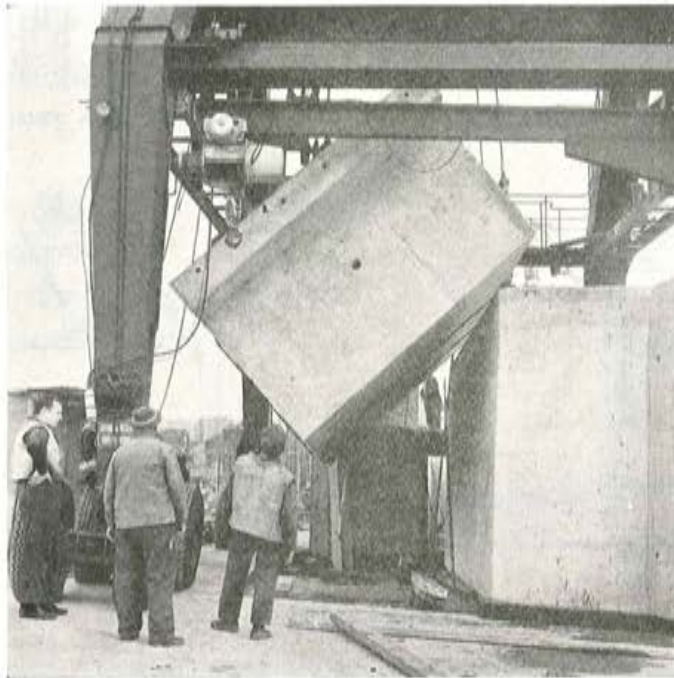


Fig. 66. — Operación de volteo de una dovela.

tico de cuatro puntos de apoyo, en un sistema isostático con tres puntos de apoyo y asegurar así, en todo instante, la horizontalidad de los dinteles superiores que soportaban el puente-grúa.

4. Descenso y giro de la dovela para asegurar su perfecta colocación con ayuda del puente-grúa (fig. 67).



Fig. 67. — Vista de conjunto del pórtico de transporte.

Esta máquina autónoma (funcionaba con corriente continua mediante acumuladores eléctricos) permitió la colocación de 5 dovelas diarias en las épocas punta.

CIMBRAS

La primera operación del montaje consistía en disponer una cimbra constituida, esencialmente, por dos soportes colocados, debajo de cada junta entre dovelas, en los extremos del tablero inferior. Estos soportes estaban formados por tubos metálicos, de 273 mm de diámetro, que se unían en grupos de cuatro, para formar castilletes arriostrados. Por su parte inferior se apoyaban sobre cajas de arena (fig. 68).

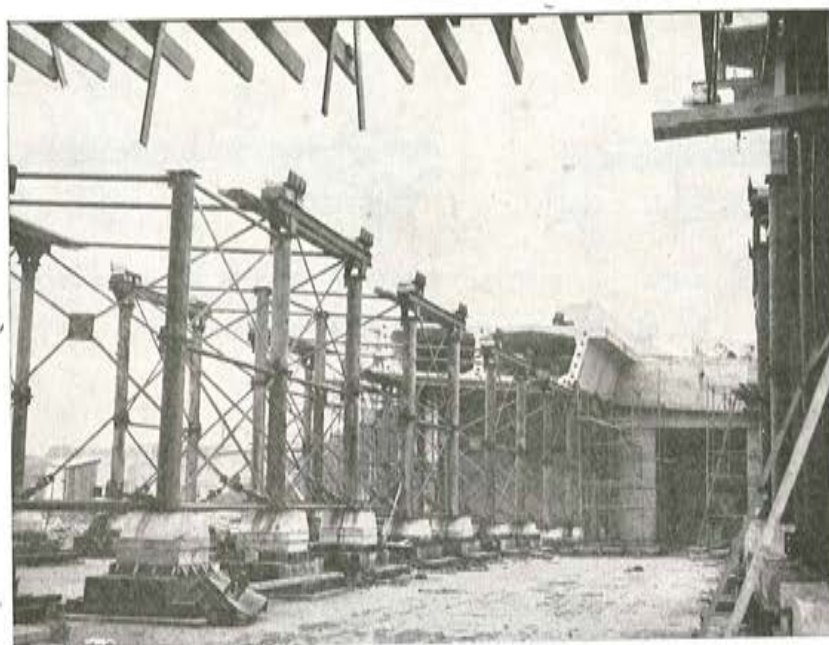


Fig. 68. — Vista de la cimbra de un tramo.

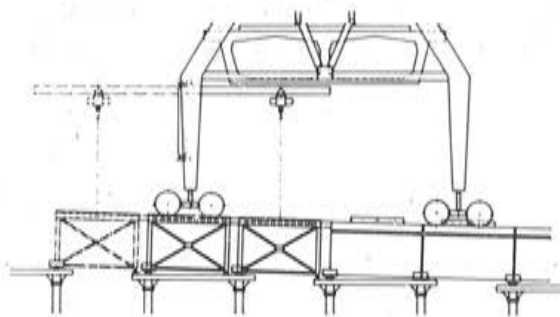
COLOCACION DE LAS DOVELAS

Una vez retirada la dovela del almacén, el pórtico avanzaba con ella hasta situarse encima de la última dovela colocada, continuando después su marcha sobre unas falsas dovelas provisionales metálicas, de 2 m de canto, hasta que la pieza que se iba a colocar llegaba a la vertical de su posición definitiva (fig. 69). A continuación, con ayuda de un elemento auxiliar, se retiraba la primera falsa dovela y se la depositaba a continuación de la última, procediéndose entonces a la colocación definitiva de la dovela real (figs. 70 y 71).

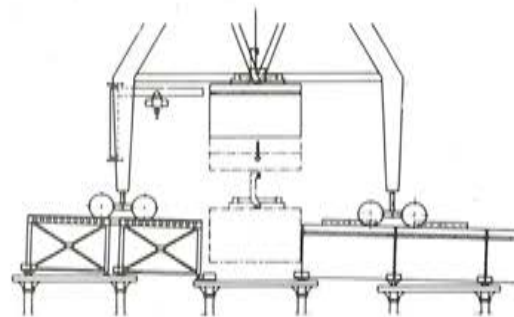
Una vez colocadas todas las dovelas de un tramo se montaban las placas prefabricadas del forjado, con ayuda de un monocarril auxiliar fijo en el pórtico (fig. 72).

INTRODUCCION DEL PRETENSADO

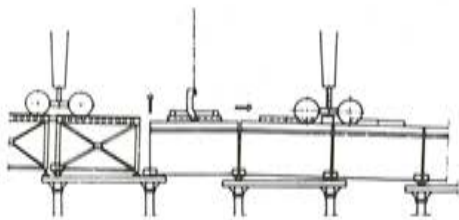
La siguiente operación consistía en el entubado de los cables de pretensado transversal, y el sellado de las juntas longitudinales entre placas y dovelas, con mortero de cemen-



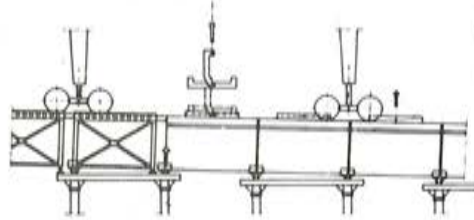
PASO SOBRE LA 1ª DOVELA METALICA



PRESENTACION Y AJUSTE DE LA DOVELA
DESPUES DEL GIRO



COLOCACION DEL TIRANTE



PUESTA EN CARGA DE LOS GATOS DE APOYO

Fig. 69. — Esquema de la colocación de una dovela.



Fig. 70. — Llegada de una dovela.

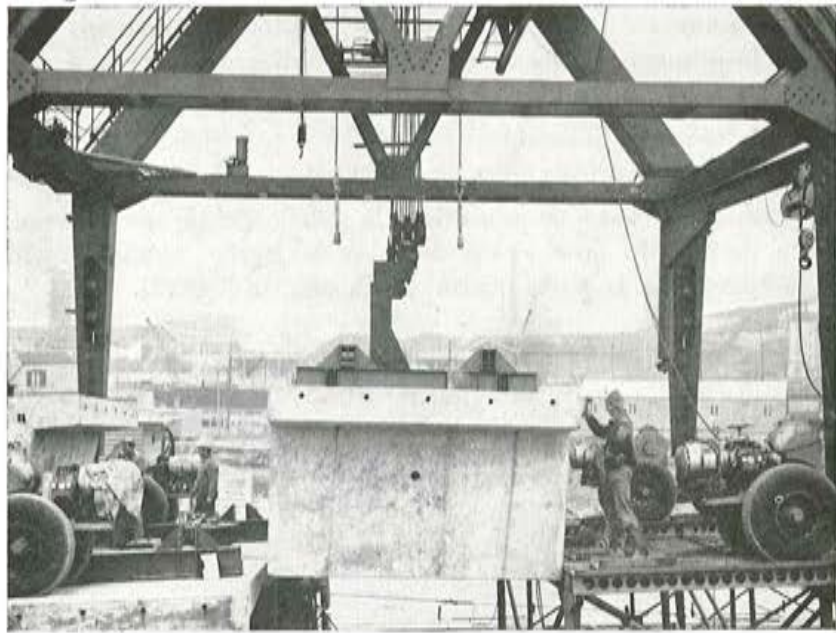


Fig. 71. — Lescenso de una dovela.

Fig. 72. — Colocación de las placas del forjado.



to. Este sellado se realizaba mediante martillos neumáticos. Durante este tiempo, se colocaba la primera familia de cables longitudinales destinados a introducir la primera mitad del pretensado en el tramo considerado, y la segunda en el tramo anterior.

Una vez tesos los cables transversales, se sellaban las juntas transversales entre dovelas y se tesaban los cables longitudinales.

Después de esto se procedía a la aplicación de un esfuerzo de compensación, hacia arriba, de 200 Mp, en el centro de la luz del tramo, mediante gatos hidráulicos colocados en la cabeza de la parte central de la cimbra (fig. 73).

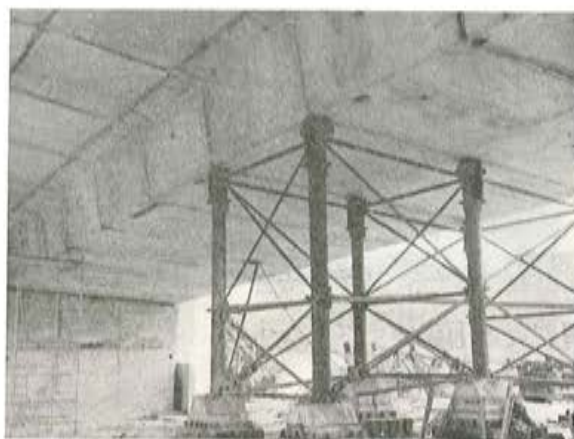


Fig. 73. — Aplicación del esfuerzo de compensación de 200 Mp. en el centro de un tramo, pretensado al 50 por 100 de su tensión total.

En estas condiciones se podía desmontar el resto de la cimbra y proceder al montaje del tramo siguiente, ya que el semipretensado y el esfuerzo de compensación permitían el paso de la carga móvil de 100 Mp constituida por el pórtico cargado con una dovela de 50 Mp.

SISTEMA DE PRETENSADO COIGNET

El pretensado se realizó mediante el sistema Coignet, con cables de 12 ϕ 8, de alambres paralelos.

El anclaje se compone de 3 piezas (fig. 74).

- 1.º Una pieza hembra, que es un cilindro hueco, de acero especial tratado térmicamente, cuya superficie interior es lisa y que lleva en un extremo un reborde exterior y una entrada cónica.
- 2.º Un anillo de acero semiduro.
- 3.º Una pieza macho, cilíndrica, de acero especial tratado térmicamente, de superficie basta, tal como queda después del torneado y provista de una cabeza.

La retención de los alambres que componen el cable de pretensado en el anclaje se obtiene introduciendo a presión el conjunto constituido por la pieza macho y los alambres situados en corona alrededor de él, en la pieza hembra que actúa como un zuncho (el diámetro de la pieza hembra es más pequeño que el del conjunto de alambres y pieza macho).



Fig. 74. — 1. Elementos constitutivos del anclaje. 2. Anclaje antes de su acoplamiento. 3. Anclaje antes de introducir el pretensado.

Esta operación se realiza mediante un gato hidráulico (fig. 75). Durante la introducción, no hay movimiento relativo de los alambres respecto a la pieza macho y solamente hay que vencer el rozamiento entre los alambres y la superficie interior de la pieza hembra. La introducción prosigue hasta que la cabeza de la pieza macho, llega a apoyar sobre el reborde del tubo hembra.

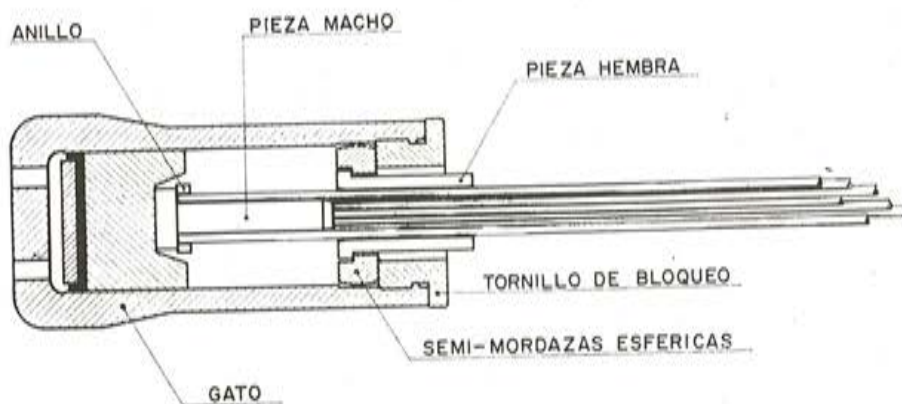


Fig. 75. — Gato de acoplamiento (peso, 15 Kg).

Este acoplamiento puede realizarse, tanto en taller como en obra. El tesado del cable se hace en obra mediante un gato hidráulico que tira del reborde de la pieza hembra (fig. 76). En este momento, los alambres están retenidos por el rozamiento sobre dos superficies:

- 1.^a Superficie interior de la pieza hembra.
- 2.^a Superficie exterior de la pieza macho, inmovilizada respecto a la pieza hembra por el contacto de su cabeza.

La resistencia al deslizamiento es, pues, doble de la que existía en el momento del acoplamiento de las dos piezas del anclaje.

Tesos ya los cables, los anclajes se mantienen en su posición mediante unas cuñas metálicas que quedan incorporadas a la estructura (fig. 77). Los anclajes y los gatos se apo-

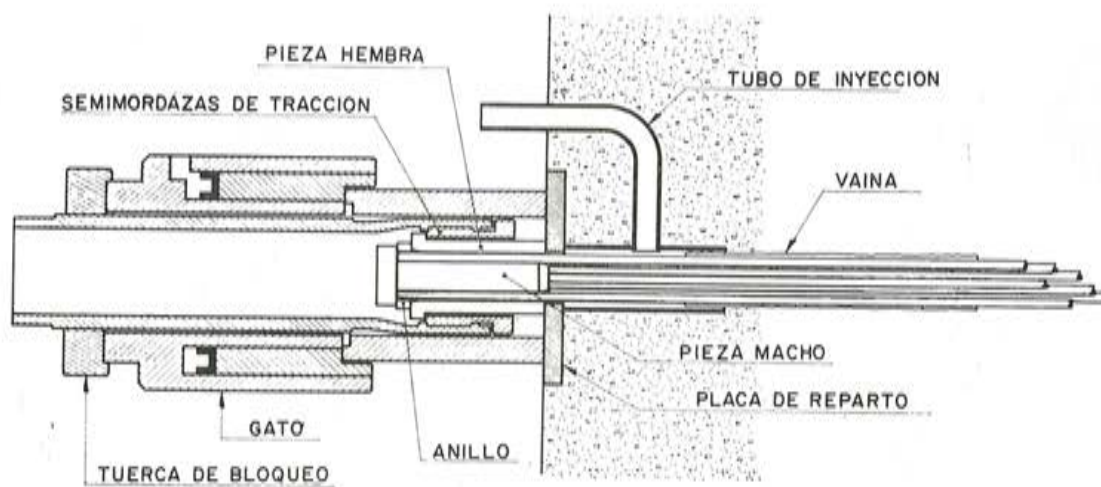


Fig. 76. — Gato de pretensado (peso, 25 Kg.).

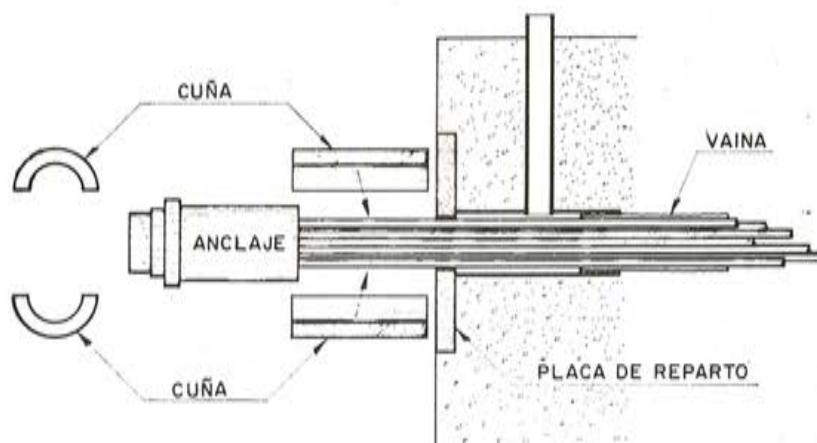


Fig. 77. — Cuñas de anclaje después de la introducción del esfuerzo de pretensado.

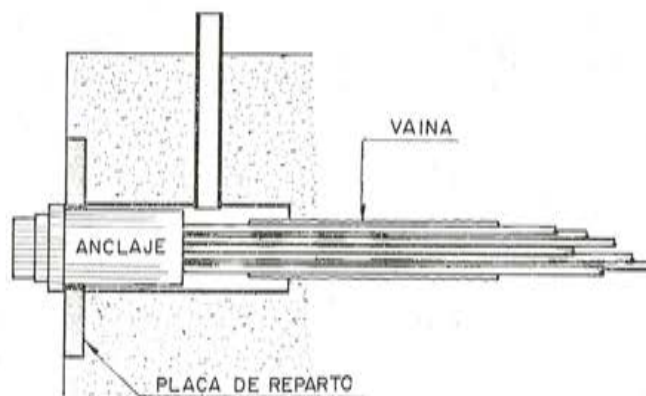


Fig. 78. — Dispositivo para anclaje muerto.

yan sobre una placa de reparto de acero semiduro. En los anclajes pasivos, la placa de reparto lleva un orificio de mayor tamaño, que permite el paso del cuerpo de la pieza hembra, apoyándose directamente su reborde en dicha placa (fig. 78).

Las ventajas que presenta el sistema Coignet son las siguientes:

- Utilización de alambres trefilados (procedentes de las trefilerías de Bourg-en-Bresse), que proporcionan la mayor garantía contra la corrosión bajo tensión.
- Anclaje total de los alambres sin ningún deslizamiento después del tesado y sin pérdida de alargamiento en el momento de la fijación del anclaje.
- Posibilidad de retesado o de control de la tensión ejercida por las armaduras, en cualquier momento antes de la inyección.
- Perfecta estabilidad del anclaje en caso de rotura accidental de un alambre.
- Colocación sencilla y rápida, posible gracias a la utilización de un material ligero y manejable. Así el trabajo en el interior de las secciones en cajón, se facilitó enormemente, dado el poco peso (no llega a 25 kp) del gato necesario para tesar los cables de 12 ϕ 8 (fig. 79).



Fig. 79. — Tesado de los cables del forjado superior. En primer plano, anclaje de un cable teso, mantenido en posición mediante las correspondientes cuñas.

VII control de obra y ensayos

por G. MORANÇAY

En relación con los controles de obra, se señalarán solamente algunos resultados interesantes.

1. CONTROL DEL HORMIGON

Las probetas cilíndricas para el control del hormigón no podían someterse al mismo tratamiento, cuyo proceso ha sido expuesto en el apartado relativo a la ejecución de la obra, ya que el procedimiento utilizado consistía, como se recordará, en el calentamiento de los encofrados metálicos mediante resistencias eléctricas pegadas a sus paredes.

Para tratar de valorar la influencia de este tratamiento en la resistencia del hormigón del tablero, se obtuvieron por perforación algunas probetas testigo, de 16 cm de diámetro, de placas suplementarias reservadas para este fin. El ensayo permitió estimar en un 15 por 100, aproximadamente, la pérdida de resistencia final, debida al calentamiento del hormigón que, según se ha dicho, alcanzaba la temperatura de 70° C.

La dosificación del hormigón del tablero, por m³, era la siguiente:

- 1.060 kg de áridos: 5/25
- 690 kg de áridos: 0/5
- 400 kg de cemento: CPA 325
- 188 litros de agua

El estudio estadístico de los resultados del control del hormigón, en compresión, tuvo que hacerse sobre dos grupos distintos, de análoga importancia, de unas 600 probetas cada uno, dado que el modo de compactar el hormigón de las probetas se había modificado a lo largo de la ejecución de la obra, así como la forma de conservar dichas probetas antes del ensayo. Los resultados obtenidos en los ensayos de estos dos grupos de probetas son los siguientes:

Primer grupo: Probetas compactadas en la mesa de sacudidas y conservadas en local cerrado, a unos 20° C:

a 7 días: m = 289 bar;	$\epsilon = 60$ bar;	$\sigma_7 = 241$ bar
a 28 días: m = 376 bar;	$\epsilon = 66$ bar;	$\sigma_{28} = 323$ bar
a 90 días: m = 474 bar;	$\epsilon = 95$ bar;	$\sigma_{90} = 398$ bar

Segundo grupo: Probetas apisonadas a mano y conservadas en arena húmeda:

a 7 días: m = 338 bar;	$\epsilon = 52$ bar;	$\sigma_7 = 296$ bar
a 28 días: m = 432 bar;	$\epsilon = 60$ bar;	$\sigma_{28} = 385$ bar
a 90 días: m = 512 bar;	$\epsilon = 56$ bar;	$\sigma_{90} = 467$ bar

Se aprecia que las diferencias son de un 15 por 100.

Según el pliego de condiciones, la resistencia media, en probeta cúbica, a los noventa días debía ser de 450 bar, es decir, aproximadamente una resistencia de unos 330 bar, en probeta cilíndrica, a los veintiocho días.

Los resultados de los ensayos de control a tracción dieron, a los noventa días, según el método brasileño, una resistencia media de 42,4 bar, con un error cuadrático medio de 7,01 bar, calculado sobre 36 ensayos.

Fig. 80. — Primer grupo.
Recta de Henri.

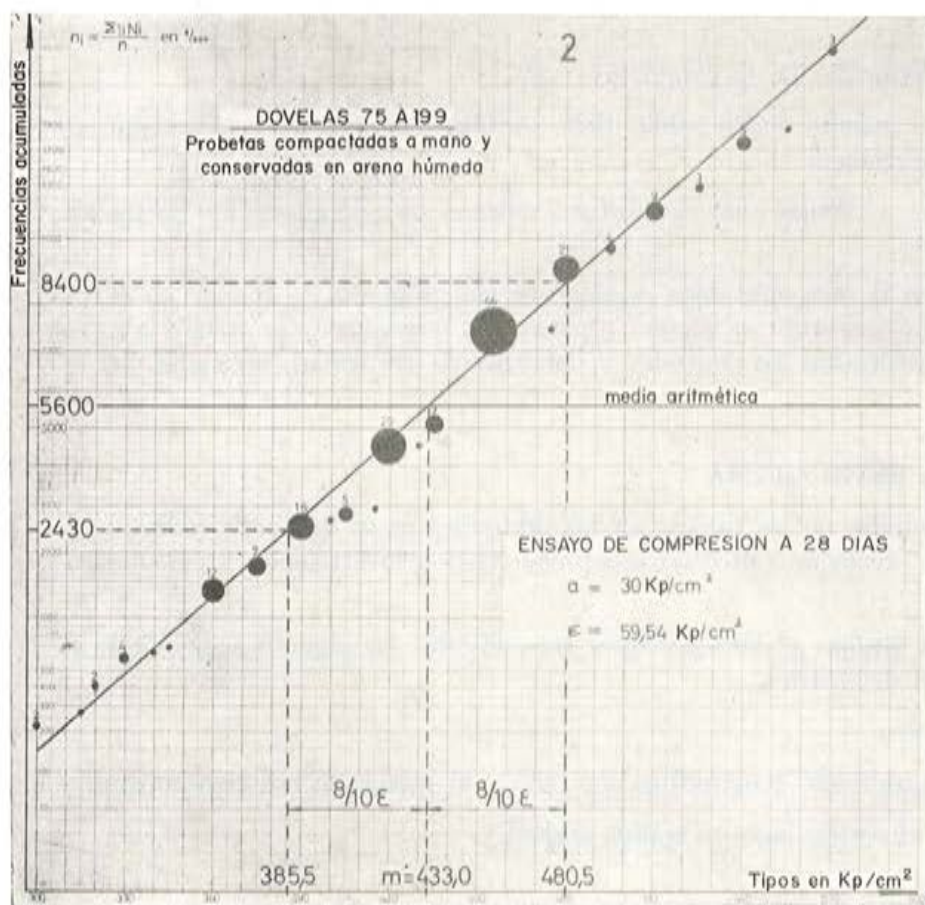
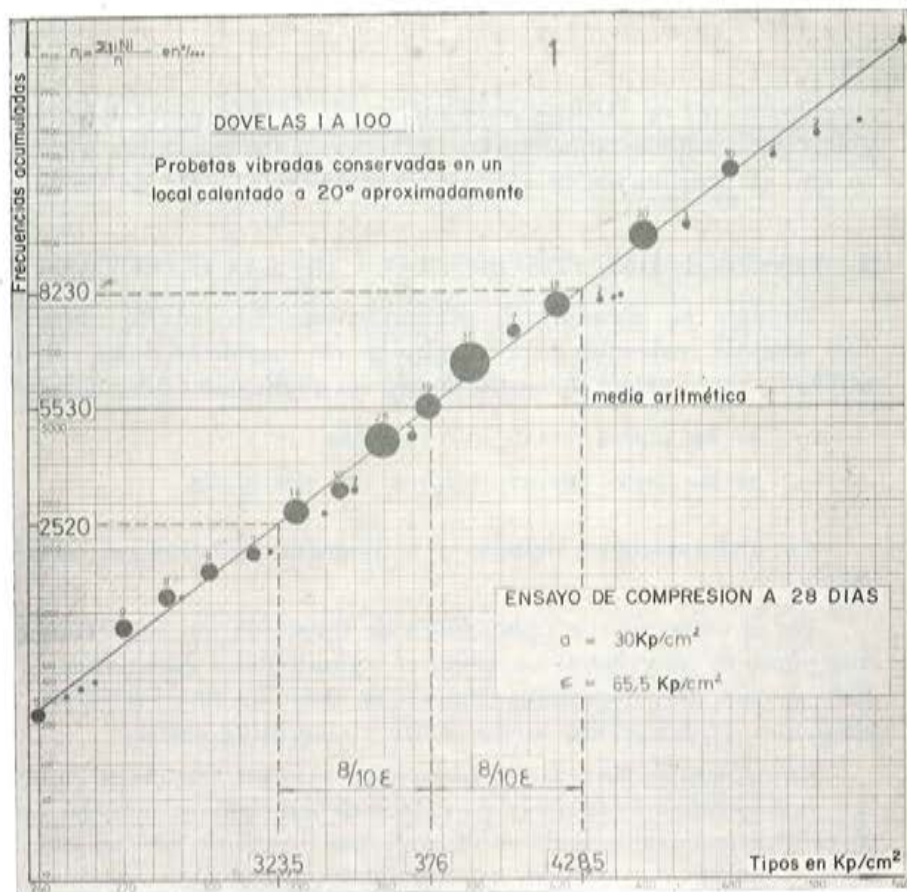


Fig. 81. — Segundo grupo.
Recta de Henri.

Las rectas de Henri, características de la dispersión de los valores de la resistencia a compresión a los veintiocho días, reproducen los resultados citados anteriormente. Nótese que su distribución se ajusta sensiblemente a la ley de Gauss (figs. 80 y 81).

2. CONTROL DEL PRETENSADO Y DE LAS INYECCIONES

Durante la introducción del pretensado no ocurrió ningún incidente importante. Las medidas realizadas para comprobar el rozamiento de los cables en los tubos metálicos utilizados como vainas demostraron que los coeficientes adoptados eran correctos, es decir:

- en las partes rectas: 0,18 por 100;
- en las partes curvas: 0,36 por 100, por grado.

Las deformaciones debidas a la fluencia del hormigón, se han indicado ya anteriormente.

Por el contrario, las operaciones de inyección de los conductos, demostraron hasta qué punto es conveniente ser previsor y prudente, a este respecto, al realizar el proyecto. Esto es aún más importante cuando se trata de una estructura continua, formada por elementos prefabricados unidos entre sí mediante juntas.

Con objeto de no retardar la inyección de las partes de la estructura ya acopladas, las correspondientes familias de cables deben poderse inyectar por separado, sin peligro de infiltraciones de lechada en otros grupos de cables aún no tesos, o lo que aún es peor, en otros en cuyos conductos no se hubiesen introducido aún los cables. Estas infiltraciones pueden producirse, si cables que pertenecen a grupos distintos se reúnen en un paquete común, o si en las juntas los empalmes de las vainas no son lo suficientemente estancos y resistentes.

Las enseñanzas deducidas de la experiencia son:

- Al proyectar el trazado de los cables debe estudiarse la forma en que serán ejecutadas las inyecciones.
- Deben preverse a tiempo unos dispositivos eficaces para acoplamiento de las vainas en las juntas.
- Antes de iniciar la inyección debe establecerse un programa de trabajo en el que fijen los medios necesarios en cuanto a personal y materiales y se precise la forma en que serán realizados los controles y, en caso de necesidad, aplicados los remedios.

3. PRUEBAS DE LA ESTRUCTURA

Además de las medidas de las flechas en los diferentes casos de carga completa de uno o varios tramos se realizaron diversas comprobaciones o investigaciones complementarias:

- Medida de las flechas y deformaciones transversales en algunos casos desfavorables de carga disimétrica.
- Ensayos dinámicos.
- Medida del corrimiento longitudinal del tablero al aplicar un esfuerzo horizontal.
- Medida de la vibración bajo un tráfico normal.

I. PRUEBAS DE CARGA

Para la medida de las flechas estáticas y los ensayos dinámicos se cargaron las calzadas utilizando 18 camiones cisterna semirremolques de 35 Mp, cuyas características se indican en la figura 82.

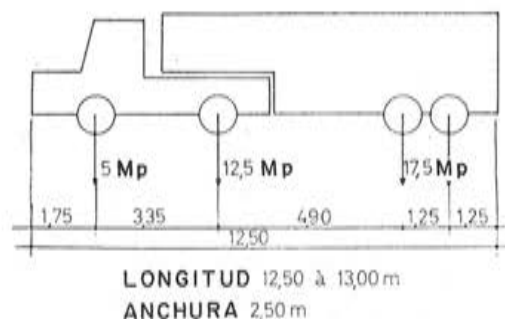


Fig. 82. — Esquema de los camiones para las pruebas de carga.

Los diferentes casos de carga estática, en número de 8, se designan por A1, A2, A3, A4, A5, R1, R2 y B.

Para el ensayo dinámico se hicieron pasar 9 camiones por cada calzada, dispuestos en tres filas de tres camiones y circulando a una velocidad de unos 6 km/h. en dirección hacia París.

El sistema de carga permitió obtener, en cada caso, una fracción del orden del 60 por 100 como mínimo de la densidad de la sobrecarga máxima teórica. El cuadro siguiente precisa, para cada caso, los valores efectivos obtenidos en relación con los de cálculo:

Denominación de los tramos	Sobrecargas de la calzada				Casos de carga
	En Mp/m. ²		En Mp/m. ² de calzada		
	De cálculo	Reales	De Cálculo	Reales	
Tramo de 39 m cargado.	1,202	0,770	12,65	8,08	R ₁
Tramo de 48 m cargado.	1,025	0,625	10,75	6,57	A ₄ A ₅ R ₂
Dos tramos de 48 m cargados.	0,542	0,416	5,69	4,38	A ₁ B
Dos tramos de 48 m cargados.	0,542	0,278	5,69	2,92	A ₃
Cuatro tramos de 48 m cargados.	0,384	0,278	4,03	2,92	A ₂



Fig. 83. — Vista de las pruebas de carga.

Estos valores suponen una distribución ideal de cargas. Ahora bien, en realidad, las ruedas de los camiones ejercen cargas concentradas cuya exacta distribución se ha tenido en cuenta en los cálculos de las deformaciones para la interpretación de las pruebas. Su efecto, evidentemente, es más desfavorable.

Fig. 84. — Vista de las pruebas de carga.



II. MEDIDA DE LAS DEFORMACIONES VERTICALES

Las flechas se midieron sobre las riostras de apoyo y en el centro de los vanos, mediante 36 flexímetros dispuestos según el esquema de la figura 85. Alrededor de la riostra P3 se colocaron cuatro flexímetros suplementarios a 2 m a cada lado del eje del apoyo.

La amplificación de estos aparatos era de 10 para los situados sobre las pilas y de 5 para los colocados en el centro de los vanos; así, pues, la precisión de las lecturas era de $\pm 0,05$ mm para los primeros y de $\pm 0,1$ mm para los segundos, admitiendo un error de lectura de $\pm 0,5$ mm.

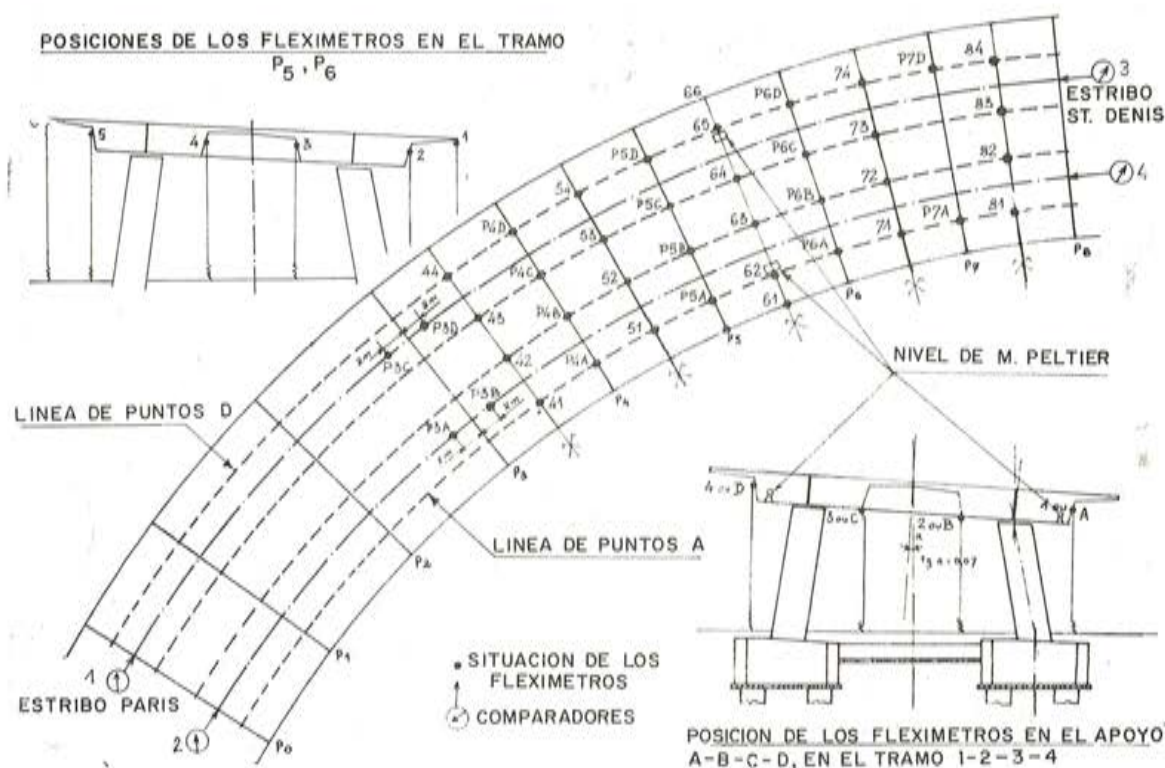


Fig. 85. — Esquema de la colocación de aparatos de medida.

Como comprobación, el Laboratorio Central de Puentes y Carreteras colocó dos niveles de agua, del tipo de M. Peltier, en el centro del tramo P5-P6, situados en los alvéolos extremos de las secciones en cajón. Su precisión era del orden de 0,1 mm.

También se colocaron comparadores alrededor de las zapatas de las pilas.

III. CARGA ESTÁTICA

Los distintos casos de carga vertical se definen en los esquemas de las figuras 86 a 93, en los que se indican igualmente los resultados de las medidas.

Hay que señalar el diferente comportamiento de las secciones en cajón, exterior e interior, cuya longitud en curva, entre apoyos, es distinta. Esta distinción no se ha tenido en cuenta para el cálculo de las flechas teóricas indicadas para el caso de cargas simétricas respecto al eje longitudinal de la estructura.

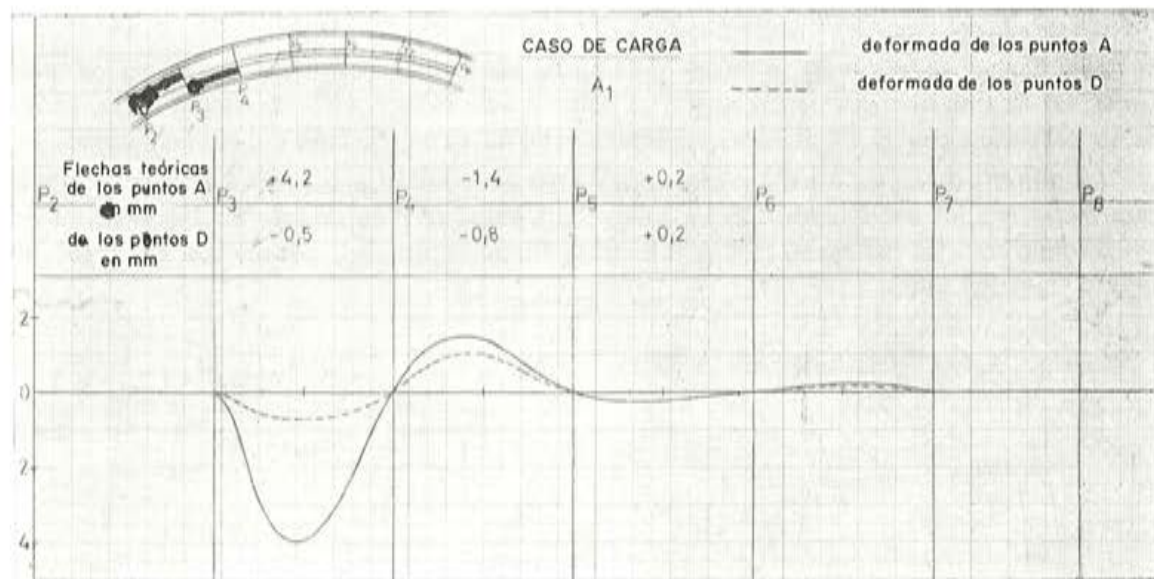


Fig. 86. — Medidas de las flechas.

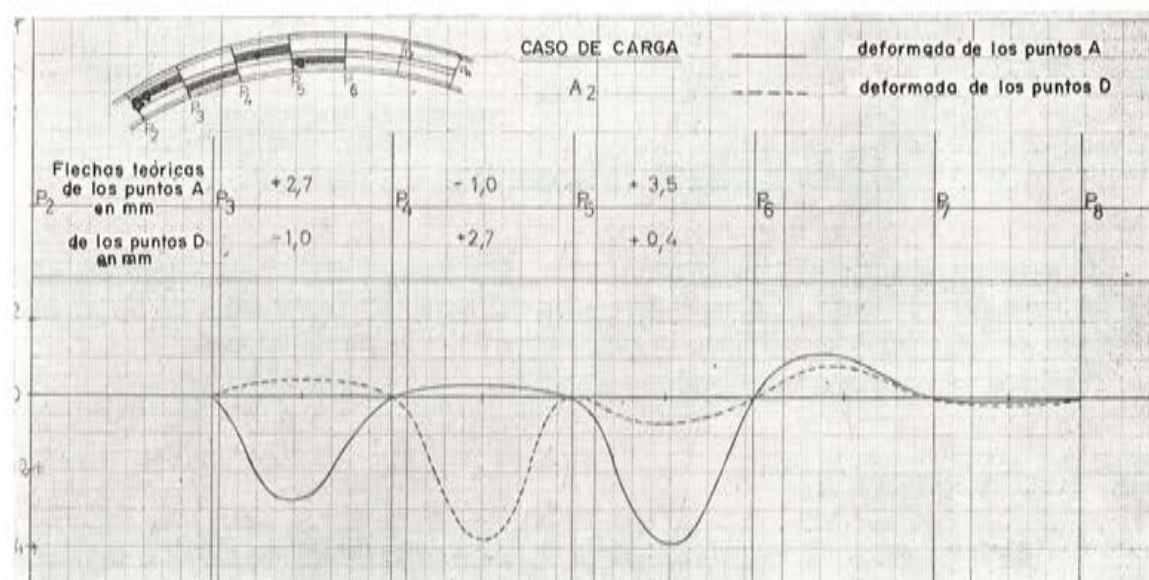


Fig. 87. — Medidas de las flechas.

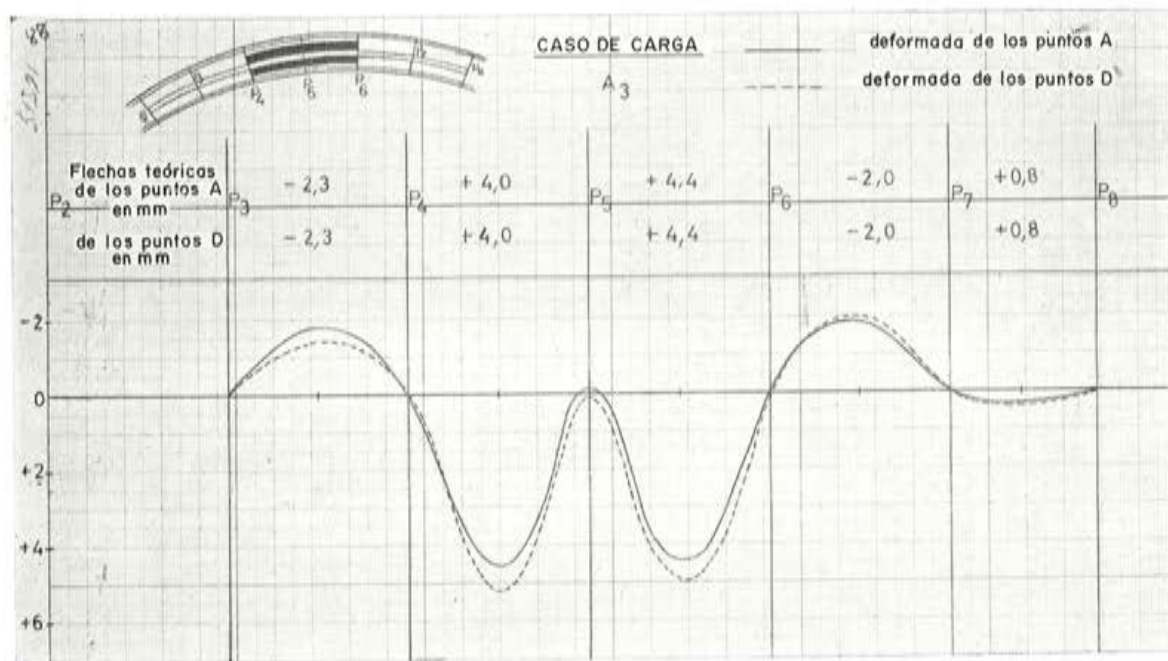


Fig. 88. — Medidas de las flechas.

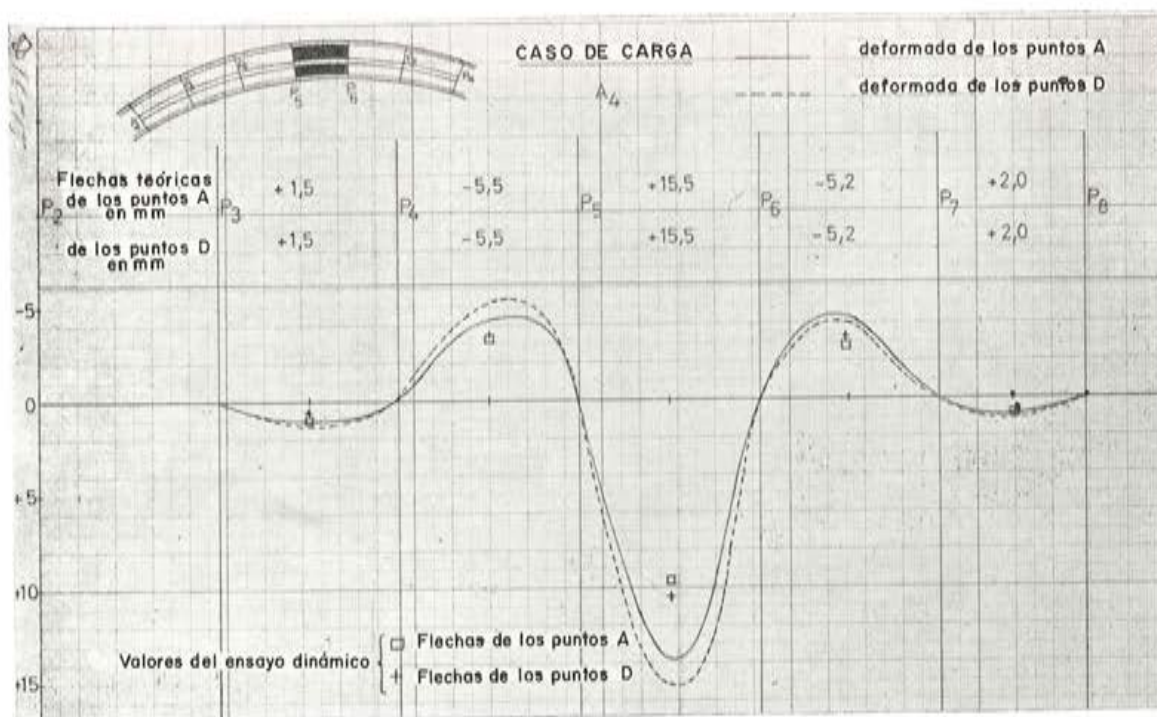


Fig. 89. — Medidas de las flechas.

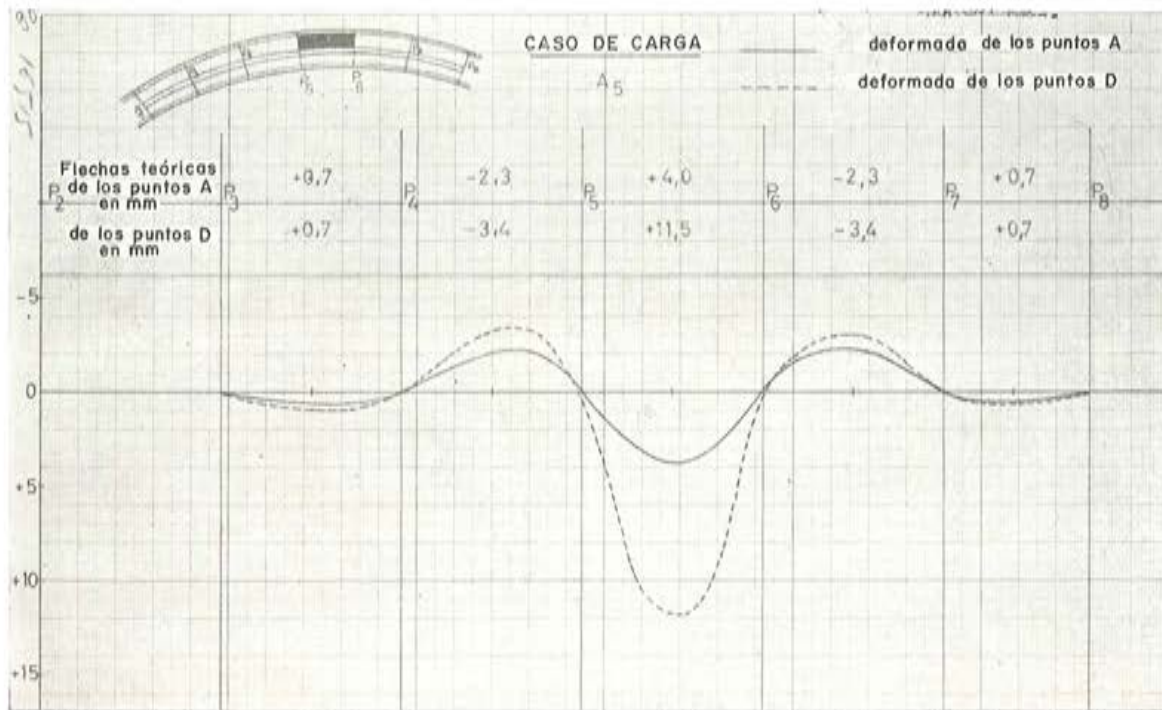


Fig. 90. — Medidas de las flechas.

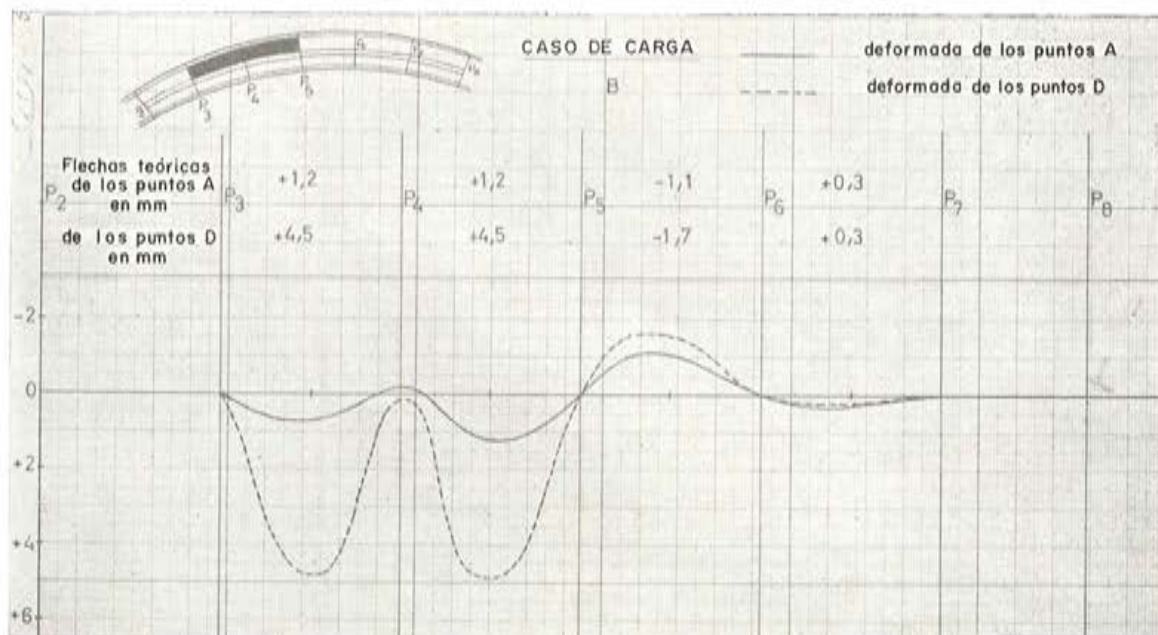


Fig. 91. — Medidas de las flechas.

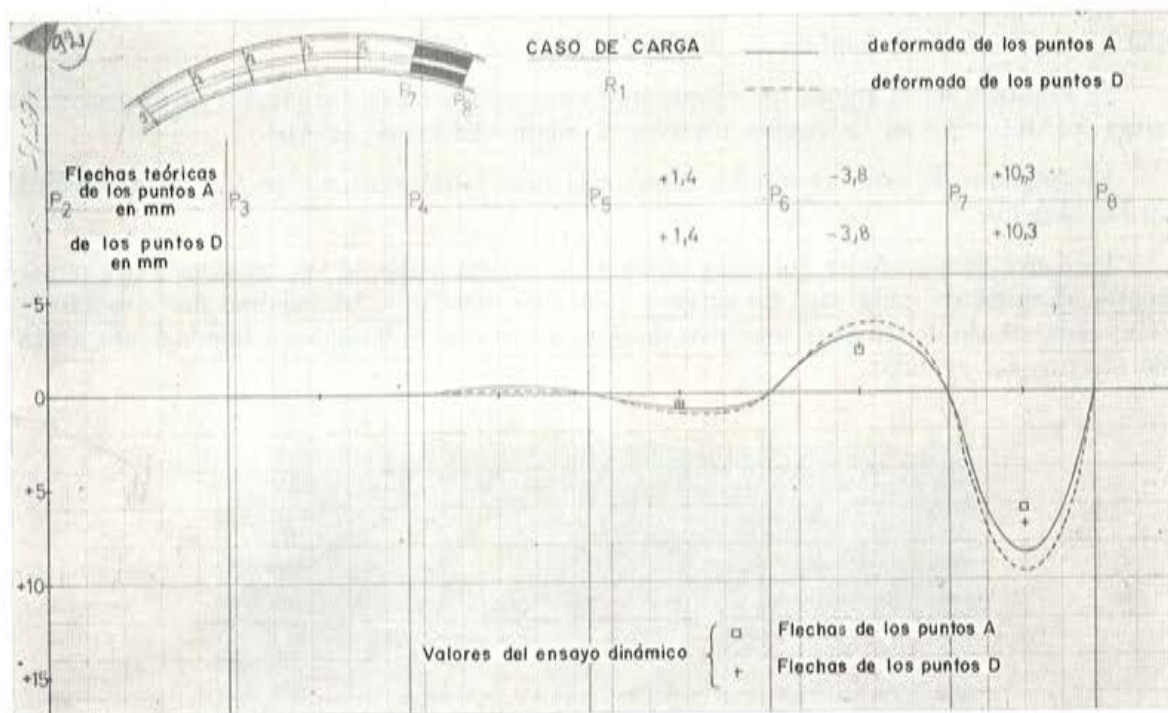


Fig. 92. — Medidas de las flechas.

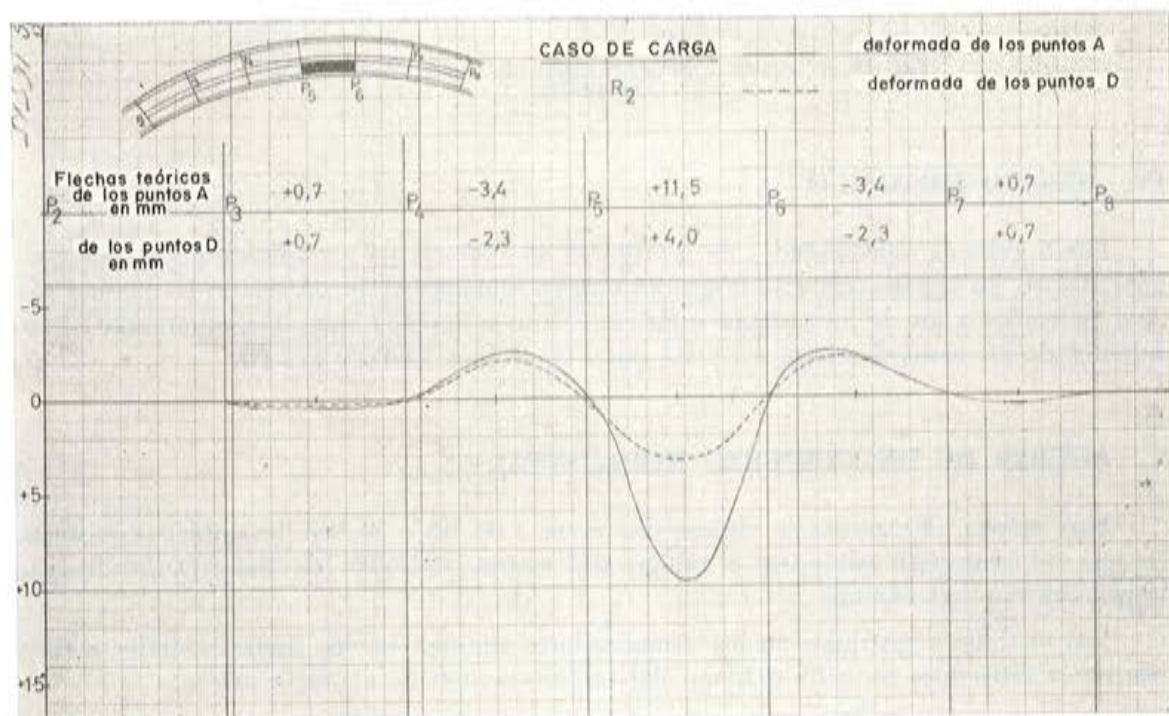


Fig. 93. — Medidas de las flechas.

El módulo instantáneo de flexión E , adoptado para estos cálculos de deformación es 450.000 kp/cm^2 y el módulo G de cizallamiento $0,435 E$.

El esquema de la figura 94 representa la superposición de los efectos de los casos de carga A_4 , R_2 y A_5 en la sección transversal media del tramo P5-P6.

El conjunto de estos resultados concuerda muy satisfactoriamente con los deducidos en los cálculos.

Es conveniente señalar que para eliminar la mayor parte de las deformaciones remanentes, después de cada caso de carga y poder alcanzar el valor máximo de la deformación, cada estado de carga se mantuvo durante un cuarto de hora, aproximadamente, antes de efectuar las medidas.

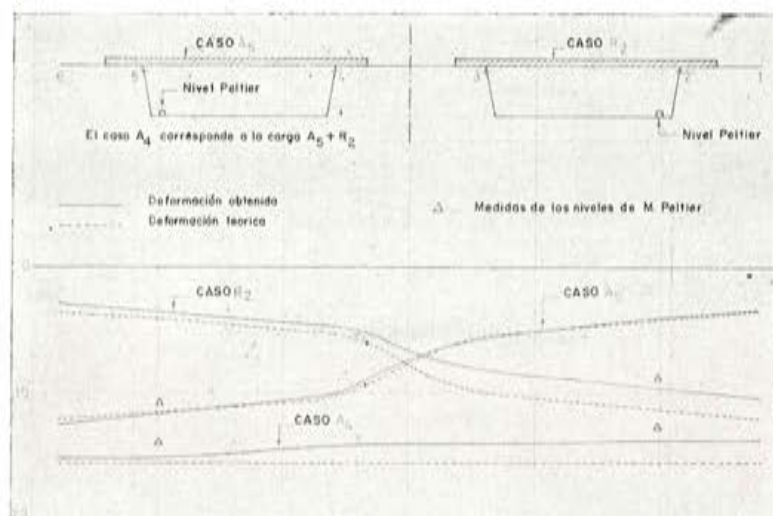


Fig. 94. — Sección transversal media del tramo P5-P6, Flexión disimétrica.

IV. ENSAYO DINAMICO

Los 8 gráficos representados en las figuras 95 a 98 son un ejemplo de las medidas registradas en los flexímetros a lo largo del ensayo dinámico. Los valores de las flechas son muy parecidos a los de los ensayos estáticos, como se puede observar comparando los resultados de los casos de carga A_4 y R_1 para los tramos P5-P6 y P-7-P8.

V. ACCION DE UN ESFUERZO HORIZONTAL

Para ejercer esta acción se tesaron dos veces a 30, 45 y 60 Mp, los cables provisionales que sirvieron para solidarizar el tablero del estribo del lado de Saint-Denis durante la primera fase del montaje.

Las medidas registradas en los comparadores situados en los bordes exterior e interior de la estructura en cada extremo del tablero se indican a continuación:

Valor del esfuerzo horizontal (en Megapondios)	Corrimientos en 1/100 mm, contados positivamente hacia Saint - Denis				
	Comparador exterior del lado de Saint-Denis		Comparador interior del lado de Saint - Denis		Comparador del lado de París
	Valor instantáneo	1/4 de hora después	Valor instantáneo	1/4 de hora después	Valor instantáneo
30	28	40	27 ⁵	39	7
45	64	72	64	74	
60	86	101	87	103	13 a 15
0	68	67	72	72	
60	99		105		
0	74		78		

Estos resultados son de difícil interpretación, ya que las reacciones de las juntas de calzada pueden ser importantes y el esfuerzo horizontal ejercido demasiado pequeño para poder deducir de él una ley de deformaciones. Demuestran, sin embargo, que las deformaciones son débiles para el valor del esfuerzo de frenado de 60 Mp.

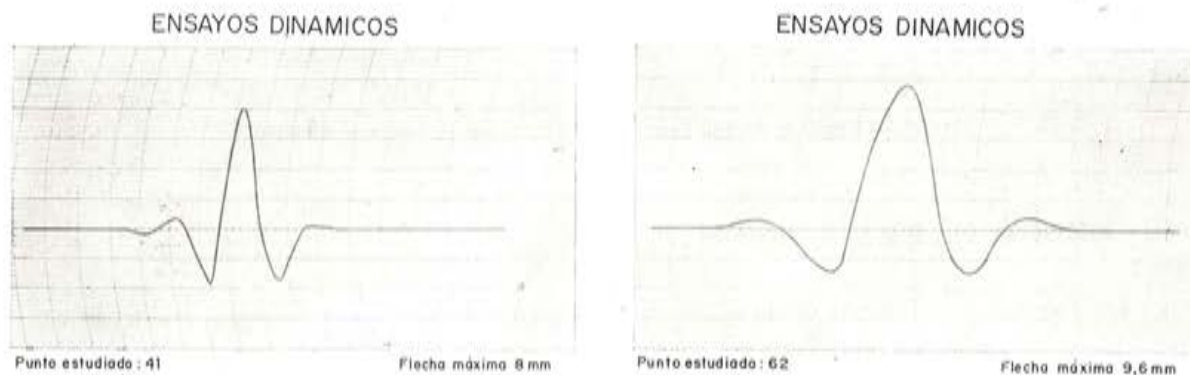


Fig. 95. — Registro de los flexímetros a lo largo del ensayo dinámico.

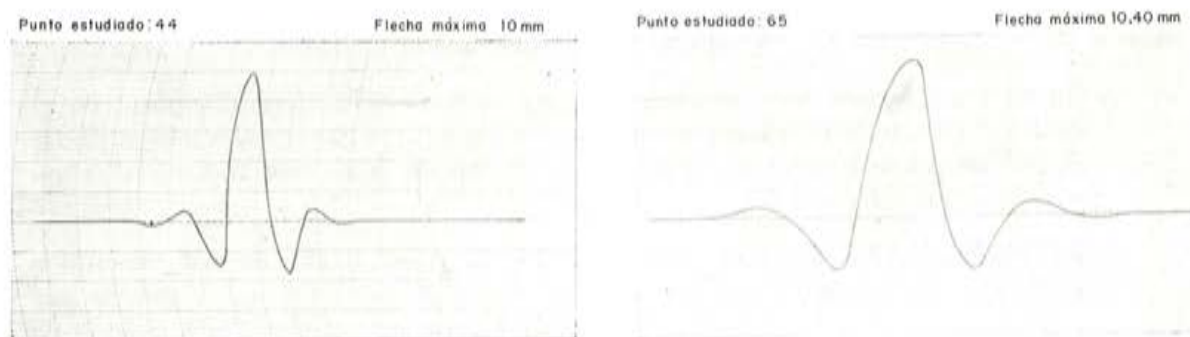


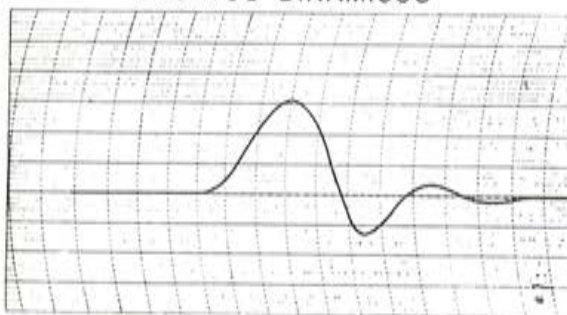
Fig. 96. — Registro de los flexímetros a lo largo del ensayo dinámico.

ENSAYOS DINAMICOS



Punto estudiado: 71 Flecha máxima 9 mm

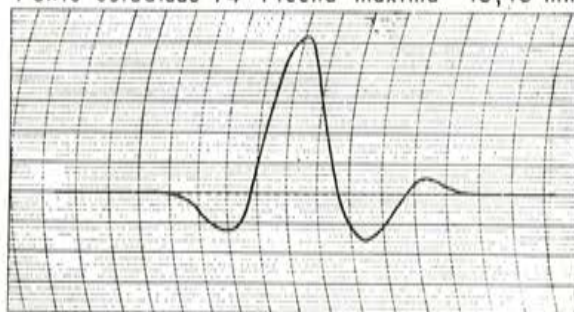
ENSAYOS DINAMICOS



Punto estudiado: 81 Flecha máxima 6,20 mm

Fig. 97. — Registro de los flexímetros a lo largo del ensayo dinámico.

Punto estudiado 74 Flecha máxima 10,40 mm



Punto estudiado: 84 Flecha máxima 7 mm

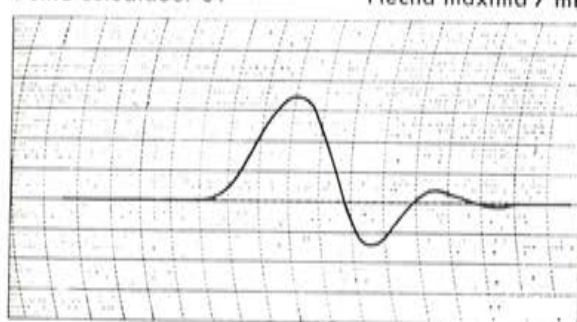


Fig. 98. — Registro de los flexímetros a lo largo del ensayo dinámico.

VI. MEDIDA DE LA VIBRACION

La especial flexibilidad de la obra, debida a su esbeltez $\frac{1}{24}$, indujo a tratar de conocer con precisión la exacta naturaleza de los fenómenos de vibración bajo un tráfico normal y a valorar su importancia. Estos datos adquieren un interés particular en lo que concierne a las sollicitaciones de fatiga en los diferentes elementos que constituyen la estructura.

Durante los meses de abril y junio de 1967, el Laboratorio Central de Puentes y Carreteras efectuó una serie de medidas de las que se dedujo lo siguiente:

- En un plano vertical no se produce ninguna onda de vibración transversal en el centro del tramo; las flechas permanecen exactamente proporcionales a las registradas en las pruebas estáticas, de un borde al otro de la sección transversal, comprendidos los voladizos.
- Las ondas de vibración longitudinal, producidas por el tráfico normal, tienen una frecuencia del orden de 3,5 Hertz y una amplitud que llega a 1,3 mm, lo que representa una fracción no despreciable de las flechas máximas obtenidas a lo largo de los ensayos. Los nudos de la vibración se presentan en el eje de los apoyos, y las amplitudes son exactamente proporcionales a las flechas en toda la longitud de los tramos.

- En el plano medio del tablero, las vibraciones longitudinales y transversales son despreciables del orden de $1/10$ a $1/20$ de la amplitud de las vibraciones en el plano vertical.

Las medidas se efectuaron con ayuda de flexímetros y aparatos mucho más precisos, tales como un sismógrafo Hottinger, dotado de un amplificador tipo ATD 2 y de un registrador de grabación directa tipo A.C.B.

elementos secundarios del viaducto

por G. MORANÇAY

Los elementos especiales que por sus características o dificultad de colocación merecen una atención particular son los siguientes:

- Elementos para la evacuación de las aguas.
- Juntas de calzada.
- El complejo de estanquidad, calefacción, revestimiento.

I. ELEMENTOS PARA LA EVACUACION DE LAS AGUAS

Para la recogida de las aguas se dispuso, en cada una de las calzadas, aproximadamente, cada 24 m una batería de 3 sumideros de acero inoxidable. De ellos parten 6 conductos de 75 mm de diámetro, también de acero inoxidable, que después de atravesar los grandes voladizos laterales del tablero se unen directamente al colector principal, de 400 mm de diámetro, situado en el interior de los cajones de la sección transversal de las vigas. Las partes libres de las canalizaciones son de material plástico y el paso, a través de las almas de las vigas y de las riostras de apoyo, se realiza por el interior de manguitos metálicos. El trazado de las canalizaciones fue objeto de un estudio especial y se adoptaron las disposiciones precisas para asegurar su libre dilatación en función de la temperatura.

Los extremos del colector principal están situados en los estribos del viaducto. En la figura 99 puede verse una sección transversal que muestra, de manera esquemática, la disposición del sistema de evacuación de las aguas.

II. JUNTAS DE CALZADA

La continuidad longitudinal del tablero a lo largo de sus 372 m tiene, como consecuencia, la acumulación en los extremos de todas las variaciones lineales; o sea, según lo previsto en los cálculos, un acortamiento máximo de unos 10 cm, acompañado de variaciones de ± 5 cm debidas a la temperatura. Cada junta de calzada se proyectó, por tanto, para que fuese capaz de permitir un movimiento total de 16 cm. El tipo de junta que se adoptó es el puesto a punto por la firma Allemande Rheinstahl Union Bruckensbau AG, de Dortmund.

La sociedad Proceq-Zurich adquirió la licencia para la ejecución de este tipo de junta en Suiza y algunos otros países, entre ellos Francia, en donde la Compagnie Indus-

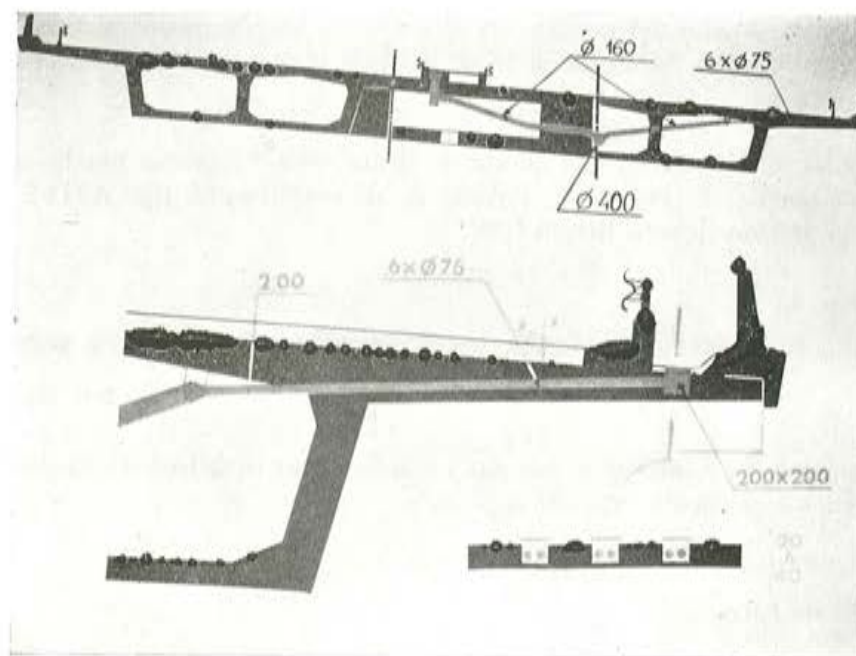


Fig. 99. — Esquema de la evacuación de aguas.

truelle de Précontrainte et d'Équipement des Constructions (CIPEC) es la encargada de su explotación. El esquema de la figura 100 permite comprender el funcionamiento de esta junta diferencial, gracias a la interposición de un cajón metálico central, mantenido en su posición correcta mediante un juego de bielas de centrado. Los anclajes laterales se sujetan a las armaduras del tablero.

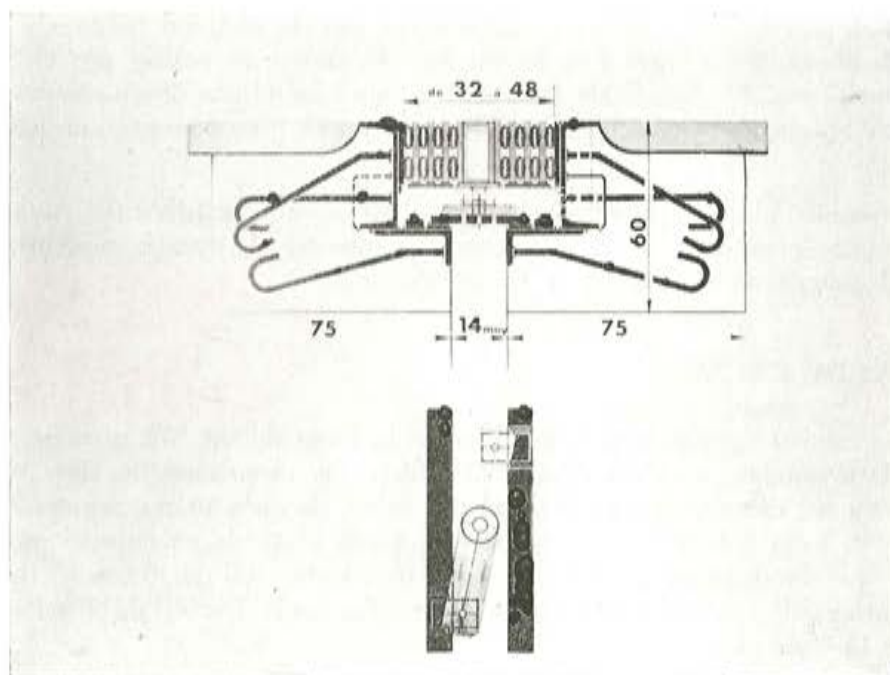


Fig. 100. — Esquema de la junta del tipo ROB F 160.

El relleno elástico está constituido alternativamente por placas metálicas dispuestas verticalmente y tubos de neopreno con resaltes exteriores que se embuten en unas ranuras practicadas en las placas metálicas. Cada unidad permite una variación lineal de 2 cm.

Las partes elásticas de la junta pueden, en caso de necesidad, retirarse y ser reemplazadas. En efecto; las placas en contacto con las partes fijas de la junta van soldadas a lo

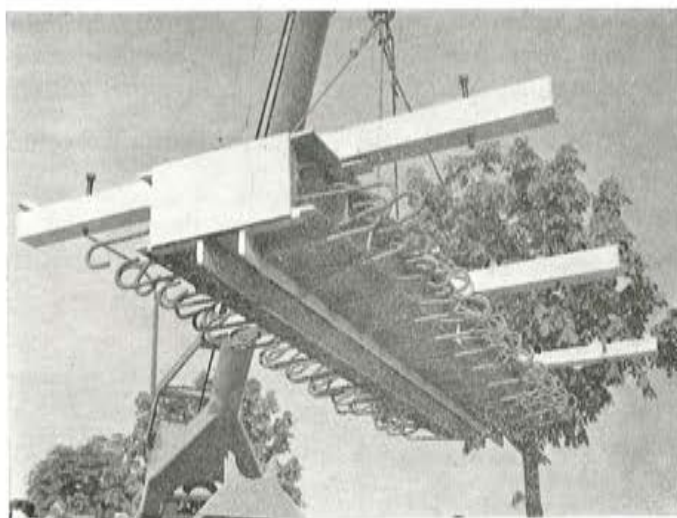


Fig. 101. — Junta de ensayo durante su colocación.

largo de las aristas superiores que quedan vistas y estas soldaduras pueden eliminarse por medio de una muela de esmeril.

La junta se monta previamente por elementos y se precomprime, en taller, con las partes fijas. La compresión se regula por medio de unos tornillos que lleva incorporados, teniendo en cuenta la temperatura ambiente en el momento de su colocación. Después de colocada, regulada y hormigonada, se sueltan los tornillos de compresión, liberando la

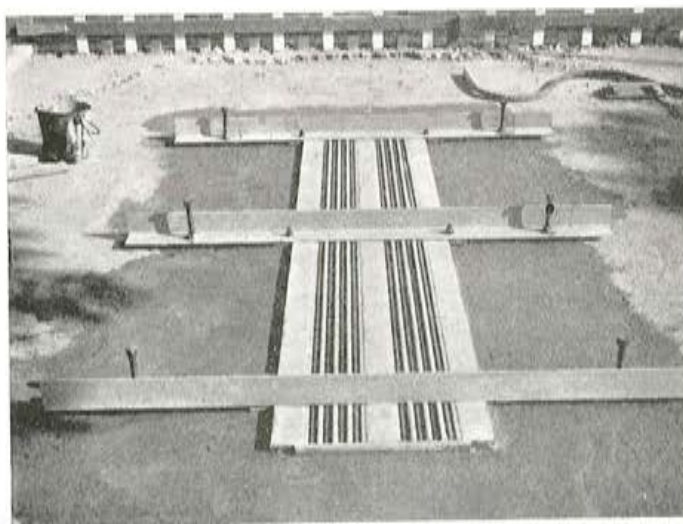


Fig. 102. — Junta de ensayo después del hormigonado.

reacción de los tubos de neopreno. Para un elemento de 1 m de longitud, esta reacción varía de 150 a 2.500 kp, en las posiciones extremas.

Antes de adoptar este tipo de junta, se realizó un ensayo en la R.N. 186, cerca de Choisy-le-Roi. La gran densidad de circulación y la fuerte proporción de transportes pesados en esta carretera, fueron las causas que motivaron su elección.

Este ensayo, realizado en 1965, demostró que convenía añadir unos cojinetes de neopreno bajo las placas metálicas verticales, para mejorar la insonorización del sistema, bajo los efectos dinámicos de las ruedas al paso de los vehículos. Para evitar el desgaste del neopreno, se adosaron unos patines metálicos a la parte inferior de las placas.

Las dos fotografías de las figuras 101 y 102 se tomaron durante la colocación de esta junta de ensayo.

La colocación de las juntas en la obra, se efectuó después del serrado del revestimiento y de la ejecución de la capa de estanquidad. La zona de acuerdo de revestimiento se construyó con hormigón bituminoso (fig. 103).

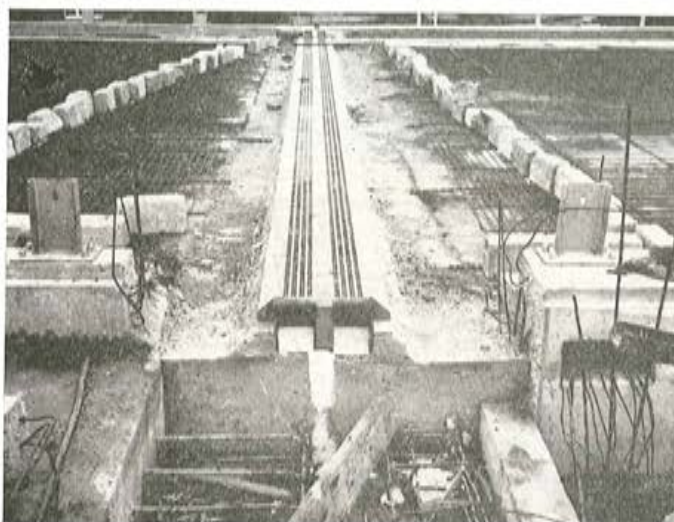


Fig. 103. — Junta de calzada, del lado de París, durante su colocación.

III. COMPLEJO ESTANQUIDAD - REVESTIMIENTO - CALEFACCION

La estructura está protegida contra la formación de hielo gracias a un dispositivo de calefacción del revestimiento. Las razones para esta protección son numerosas:

- La obra atraviesa a gran altura el canal Saint-Denis y las vías de circulación del nudo de la Puerta de París. Además, el tráfico es muy denso y rápido lo que hace difícilmente controlable cualquier accidente;
- El canal Saint-Denis crea una especie de micro-clima de gran humedad, favorable a la formación de hielo en un espacio descubierto;
- el peralte de la calzada es del 7 por 100 en casi toda la longitud de la estructura;

- la naturaleza de la obra, de hormigón pretensado, impide la utilización de las salas anticongelantes tradicionales, ya que son perjudiciales para la buena conservación de las partes metálicas.

En definitiva, para la realización del proyecto de calefacción, el servicio de Puentes y Carreteras convocó un concurso para la construcción en conjunto de los tres elementos: capa de estanquidad, revestimiento y calefacción, que no podían ser considerados separadamente.

III. 1. CAPA DE ESTANQUIDAD

Resultaba especialmente importante cuidar la estanquidad de la estructura de hormigón pretensado, ya que los cables de pretensado pasaban muy próximos a la cara superior del tablero sobre las riostras de apoyo.

La adopción de una capa constituida por una película adherente de resina epoxi mezclada con alquitrán, de un espesor de 1,5 mm, debía evitar el peligro de la fluencia y resistir los importantes esfuerzos horizontales debidos a la combinación de los peraltes y las pendientes longitudinales, así como a la curvatura en planta.



Fig. 104. — Ejecución de la capa de estanquidad, con buen tiempo.

Esta moderna técnica, que ha demostrado ser muy eficaz, se debe utilizar con precaución. Sólo es válida en la medida en que su adherencia al material de soporte sea total y en cuanto sea capaz de resistir, sin romperse, una eventual fisuración de su soporte de hormigón. Por otra parte, el producto debe conservar sus cualidades de flexibilidad después del choque térmico a que se le somete durante la ejecución del revestimiento de las calzadas y durante los períodos de frío, al cual es particularmente sensible. Por último, su colocación en obra necesita unas condiciones atmosféricas favorables, con una temperatura mínima de $+5^{\circ}$ y ausencia total de humedad en el material sobre el que se aplica y que le sirve de soporte (fig. 104).

Por todo ello, durante la aplicación a pistola de la película de estanquidad, una vez mezclados sus dos componentes, a razón de 400 m² por día, aproximadamente, se adoptaron las siguientes precauciones:

- Limpieza cuidadosa y sistemática del material de soporte, después de haber eliminado las aristas vivas y rellenado los huecos en los que pudieran formarse charcos de agua.
- Protección de la obra mediante un tinglado cubierto que eventualmente podía ser calentado (fig. 105).



Fig. 105. — Vista general de la obra durante la ejecución de la capa de estanquidad; obsérvese el abrigo móvil de protección.

La unión con la capa superior de revestimiento se aseguró mediante una rugosidad creada por medio de áridos 0/3.

Los ensayos demostraron que la dureza Shore A del producto colocado, alcanzaba normalmente el valor 90 después de cuarenta y ocho horas de polimerización y que sus características mecánicas eran aceptables, según la experiencia que se tenía hasta entonces sobre la materia. Estas características se pusieron de manifiesto mediante un ensayo basado en el comportamiento a rotura de la película colocada sobre una placa de ensayo, sometida a flexión hasta fisuración. El estudio se completó analizando este comportamiento, considerando los valores deducidos del examen de la curva tracción-deformación correspondiente a las probetas de producto puro. Para el producto utilizado, el alargamiento alcanzaba el 25 por 100 bajo una tensión de tracción de 50 hars, a los cincuenta días, lo que significaba que la película se rompía cuando en el soporte aparecían fisuras de 0,4 a 0,5 mm de anchura, a una temperatura del orden de los 20° C.

Para el conjunto de la capa de estanquidad de cada calzada, se dispuso un drenaje, en el borde más bajo en sentido longitudinal, y transversalmente en las proximidades de las juntas, mediante unos perfiles de aluminio, con una sección aproximada

de 1 cm², provistos de hendiduras laterales verticales. De esta manera se evitaba que las aguas infiltradas se acumulasen en el revestimiento. El volumen de agua así evacuado puede llegar a ser de un litro por minuto, para una superficie drenada del orden de 2.000 m². Esta cantidad, comprobaba bastante tiempo después de un período de lluvia, es perfectamente compatible con las características normales de impermeabilidad de los hormigones bituminosos.

III. 2. CALEFACCION

La protección anti-hielo comprende el calentamiento eléctrico, en una anchura de 11 m, de cada una de las dos calzadas del viaducto, así como el de las rampas de ascenso de los accesos Norte y Sur, en una longitud de 100 m y el de la de descenso del acceso Norte, de unos 50 m de longitud.

Los cables calefactores están formados por 7 alambres de cobre recubiertos con una banda de terpeno y aislados con hypalón (polietileno clorosulfonado), elastómero que posee cualidades de resistencia mecánica y química superiores a las del neopreno. Cada alambre de los que forman el alma de cobre del cable tiene un diámetro de 0,9 ó 0,95 mm según los casos, siendo sus secciones respectivas de 4,45 y 4,95 mm². El diámetro exterior del cable es del orden de 8 mm. Su temperatura de funcionamiento debe situarse alrededor de los 40° C, que corresponde a una emisión de unos 15 W por metro lineal.

Estos cables se dispusieron formando paneles de longitud igual a la mitad de la del tablero. Esta disposición permitía la alimentación del conjunto de los paneles en dos puntos únicos, situados cerca de las juntas de calzada, sin necesidad de ocupar la totalidad del terraplén central. La energía eléctrica era suministrada por dos centrales transformadoras, situadas en los estribos Nordeste y Sudeste del viaducto, capaces de proporcionar la tensión de servicio, de 380 V, a partir de los 15.000 V de la red general.

La distancia entre los cables varía de 6 a 15 cm para permitir diferentes intensidades de calor. Así en las vías de la derecha del viaducto se consiguieron 250 W/m², con separación de 6 cm; en las otras dos vías del viaducto y en las vías de la derecha de la rampa de acceso, 150 W/m², con separación de 10 cm, y en las otras dos vías de la rampa de acceso, 100 W/m², con separación de 15 cm (fig. 106).

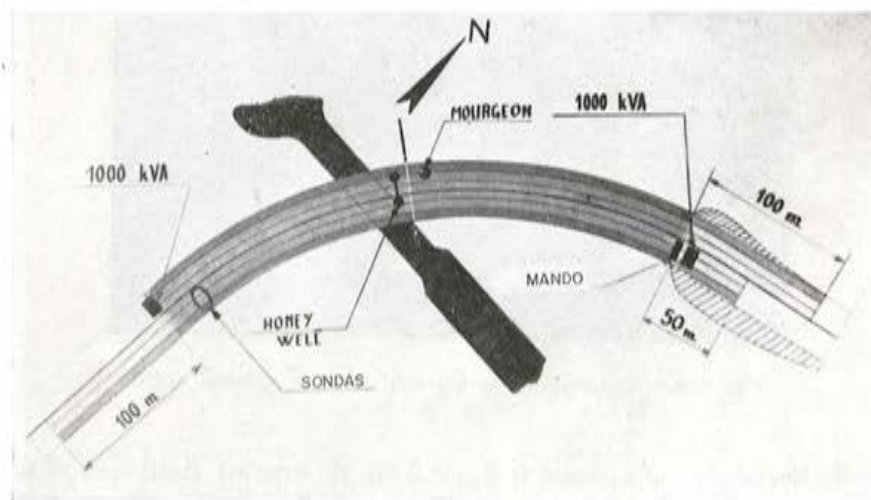


Fig. 106. — Esquema general de calefacción. Las distintas vías de circulación van sombreadas según las potencias unitarias instaladas. La más oscura corresponde a 250 W./m.².

Se aumentó la intensidad del calor en las vías de la derecha para compensar las mayores pérdidas debidas al tipo de estructura que soporta estas vías, constituida por las losas laterales en voladizo. Esta precaución se hacía imprescindible, ya que precisamente estas vías son las que están reservadas al tráfico pesado.

La longitud total de los cables calefactores es del orden de los 120 km, y la potencia total utilizada para el calentamiento es de 1.880 kVA.

DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS

La colocación de los cables se efectuó, a mano, sobre la capa de nivelación constituida por una lámina asfáltica cuyo espesor medio es de 6 cm (fig. 107). Se mantuvieron

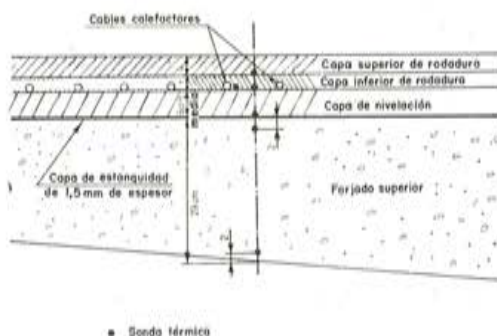


Fig. 107. — Disposición de los cables calefactores y de las sondas térmicas, en el revestimiento.

en posición mediante unas cintas de goma, a base de resina epoxi, colocadas con una separación aproximada de 1 m en el sentido transversal de la obra (fig. 109). Unos separadores de plástico fijaban provisionalmente la posición de cada cable, en tanto no se completaba su sujeción con dichas tiras de goma.



Fig. 108. — Colocación de los cables. Vista general antes de su fijación.

La capa de hormigón bituminoso 0/8, de 3 cm de espesor, destinada al revestimiento de los cables, se colocó en obra mecánicamente con una terminadora de neumáticos del tipo Blaw-Knox (fig. 110).

Por último, la capa de rodadura, de 4 cm de espesor, es de hormigón asfáltico 0/12,5 de alta calidad y lo menos derrapante posible aun para vehículos circulando a gran velocidad.

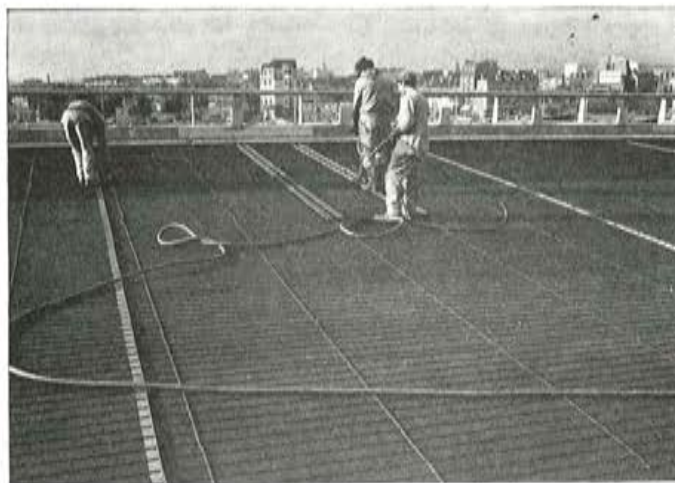


Fig. 109. — Fijación de los cables calefactores.

Las tolerancias de acabado fueron:

- Para la capa de nivelación: ± 1 cm.
- Para la primera capa de rodadura que recubre los cables: $\pm 0,5$ cm.
- Para la segunda capa de rodadura: flecha máxima de 3 mm medida sobre la regla de 3 m y comprobada con viógrafo.



Fig. 110. — Revestimiento de los cables calefactores.
Tipo semirremolque.

El plazo de ejecución terminaba noventa días antes de la puesta en servicio de las calzadas y fue de doscientos veinte días para la instalación completa.

SISTEMA DE MANDO Y CONTROL

El mando y control de la calefacción se efectúan desde una instalación centralizada, situada en un recinto especial ubicado cerca de una de las centrales transformadoras.

El automatismo del sistema se asegura mediante dos dispositivos experimentales, uno para cada mitad de la estructura: el sistema "Honey-Well" y el sistema "Mourgeon".

El principio general de su funcionamiento es el siguiente:

PARA EL SISTEMA "HONEY-WELL" DE ORIGEN INGLES

Se detecta la posibilidad de formación de hielo según dos criterios: la temperatura de la calzada y la presencia de humedad en la superficie de rodadura.

La temperatura de la capa de rodadura de la calzada se mide con una sonda de resistencia alojada en una caja cerrada herméticamente mediante un sellado con resina epoxi.

Esta caja se coloca embebida directamente en el revestimiento de la carretera y enrasada con su superficie. La humedad de la superficie de rodadura se detecta mediante dos electrodos enrasados igualmente con la superficie. En presencia de agua, una diferencia de potencial aplicada entre estos electrodos da lugar al paso de una corriente que, enviada por un amplificador al sistema de mando, acciona la conexión automática de la energía eléctrica a los cables de calefacción.

Es preciso detectar sobre la superficie de rodadura no sólo la presencia de agua, sino también la de nieve. Esta detección se hace, fuera de la calzada, por un sistema análogo al anterior, con la única diferencia de que los electrodos se calientan mediante una pequeña resistencia por la que se hace pasar la corriente eléctrica al ritmo de diez minutos por hora. (Como la nieve tiene una resistencia eléctrica superior a la del agua es preciso fundirla para detectar su presencia.)

Los datos proporcionados por los detectores se transmiten a un tablero de control provisto de un registrador, en el que quedan grabadas todas las maniobras efectuadas automáticamente en la instalación de calefacción.

La instalación está prevista para permitir cubrir los períodos punta con la inercia térmica de la obra. Para ello, el constructor del sistema de regulación "Honey-Well" puso a punto un detector suplementario que, automáticamente, da paso a la corriente eléctrica por los cables, a partir de una cierta temperatura, si en las horas precedentes al período punta la temperatura de la atmósfera desciende a un ritmo igual o superior a 1°C por hora.

PARA EL SISTEMA TIPO "MOURGEON"

El regulador, también totalmente automático, deriva directamente del detector de hielo "B 1.000".

Las características fundamentales de su funcionamiento son las siguientes:

- a) Medición de la temperatura de la calzada del viaducto en la propia superficie de revestimiento.
- b) Medición de la presencia de agua sobre el revestimiento, tanto en estado líquido como sólido (nieve o hielo).
- c) Medición de la presencia de productos anticongelantes sobre el revestimiento.

Estas tres mediciones se efectúan mediante un electrodo, de acero y elastómero, incorporado a la propia calzada. Este electrodo va colocado de forma que los vehículos pasen sobre él.

Las diferentes medidas hechas por el electrodo situado en la calzada se transmiten, después de pasar por amplificadores, a un dispositivo receptor destinado a dar la alarma.

Estos amplificadores se colocan en una caja estanca situada en el centro del puente sobre el terraplén central.

Los amplificadores reciben, por otra parte, las informaciones transmitidas por un programador, destinado a modificar los programas de calefacción en función de las condiciones impuestas por la E.D.F. Va alojado en una caja independiente situada en las cercanías del aparato principal.

El aparato Mourgeon lleva los relés necesarios para el accionamiento directo de una o dos centrales de calefacción.

* * *

Según se indica en la figura 106, los aparatos de detección y mando están colocados hacia el centro del viaducto, en las proximidades del canal.

Los límites de temperatura, para los cuales se deberá conectar o desconectar la instalación, son regulables y fueron ajustados en función de los fenómenos observados a lo largo del primer año de utilización (invierno 1967-68).

Para poder tener una idea precisa sobre las condiciones climáticas, en las cuales se produce la formación de hielo, se previó la instalación de dos estaciones meteorológicas, en las proximidades de la obra, equipada cada una de ellas con un higrómetro registrador, un sicrómetro de aspiración, dos termómetros registradores, un anemómetro registrador y una veleta.

Por otra parte, embebidas en la capa de revestimiento y en el propio tablero del viaducto, se colocaron numerosas sondas térmicas para vigilar el funcionamiento de los sistemas de calefacción (fig. 107).

Dada la inercia térmica de la estructura, debida a la cual el plazo necesario para elevar la temperatura de la capa de revestimiento, no era despreciable (1 a 2 grados por hora en las proximidades de los 0° C); los límites elegidos inicialmente para la entrada en funcionamiento del sistema de calefacción fueron los siguientes:

Si había humedad en la calzada se conectaba la instalación de calefacción a partir de los 2° C.

A partir de 1° C, la instalación se conectaba cualesquiera que fuesen las condiciones de humedad en la calzada. Esta calefacción tenía por objeto impedir la formación repentina de hielo que puede producirse, muy rápidamente, en las proximidades de los 0° C sobre una calzada seca (el agua caída se congela instantáneamente sobre la carretera).

Por debajo de una cierta temperatura, que es preciso determinar en cada caso, se puede considerar que no hay ningún riesgo de heladas ni lluvias y cortar la calefacción.

• • •

Se estima que el coste de una instalación de este tipo oscila alrededor de un 3 por 100 del presupuesto total de la obra.

El sistema de calefacción del viaducto estaba listo para funcionar a finales del segundo trimestre de 1967.

La gran cantidad de ensayos y medidas efectuados en esta ocasión por el Servicio de Puentes y Carreteras del Sena, conjuntamente con el centro de distribución mixta Ile-de-France Norte y el Laboratorio E.D.F., permitirá sacar de esta primera experiencia el máximo de datos y enseñanzas para futuras instalaciones.

En particular, las sondas térmicas visibles en la sección transversal del revestimiento, cuyo esquema se ha indicado anteriormente, permitirán conocer las modalidades de caldeoamiento del revestimiento y la influencia de la calefacción en la estructura del viaducto.

En otro orden de ideas, estas sondas indicarán el comportamiento térmico diario y estacional de las estructuras. Estos resultados, debidamente registrados, serán objeto de un estudio posterior.

RESUMEN DE DATOS TECNICOS

CARACTERÍSTICAS GENERALES.

- Estructura continua, de hormigón pretensado, de ocho tramos, con planta curva de 300 m de radio.
- Luz de los tramos entre ejes de apoyo: $39 + 6 \times 48 + 39$ m.
- Longitud total del puente entre juntas: 372,50 m.
- Anchura total del puente: 28,50 m.
- Superficie del tablero entre juntas: 10.600 m².
- Dos calzadas de 10,50 m, de tres carriles, más bandas-guías laterales de rodadura, de 0,50 m.
- Mediana central: anchura, 2,50 m.
- Peralte máximo: 7 por 100.

TABLERO Y RIOSTRAS DE APOYO

- Espesor constante del tablero: 2 m.
- Número de vigas: dos vigas-cajón de tres almas cada una.
- Sección normal:
 - Forjado superior: espesor variable de 0,20 a 0,38 m (luz de los voladizos de borde, 3,20 m).
 - Forjado inferior: dos tableros de $7,05 \times 0,20$ m.
 - Almas: espesor, 0,36 m.
- Riostras de apoyo:
 - Riostras incorporadas en los apoyos a la sección en cajón.
 - Anchura: 4,60 m.

Canto: 2 m sin sobresalir por las caras vistas de las almas laterales del tablero.

- Riostras intermedias: ninguna.
- Espesor medio de hormigón (comprendidas las riostras): 0,61 m; es decir, 6.500 m³ de hormigón en total que se descompone en: hormigón prefabricado, 5.000 m³; hormigón fabricado *in situ* (comprendidas las riostras), 1.500 m³.
- Pretensado longitudinal: 8.600 Mp en total; o sea, 4.300 Mp por cajón, introducidos mediante 88 cables de 12 ϕ 8. Esfuerzo útil: 50 Mp, aproximadamente.
- Pretensado transversal: 1 cable 12 ϕ 8 cada 0,65 m, aproximadamente.
- Tonelaje global de aceros especiales para pretensado: 490 t; es decir, 75 kg/m³ de hormigón y 46 kg/m² de tablero.
- Anclajes para 12 ϕ 8, sistema Coignet: 470 unidades; es decir, un anclaje cada 22 m de cable.
- Aceros semiduros de alta adherencia (TOR).
Tonelaje global: 500 t; es decir, 77 kg/m³ de hormigón.

A P O Y O S

- Dos soportes inclinados por riostras de apoyo; es decir, catorce soportes normales de sección 1,50 \times 2,20 m, aproximadamente.
- Articulaciones tipo Freyssinet en la cabeza y base de los soportes, salvo en los apoyos centrales, en los cuales los soportes van empotrados en la base.
- Apoyos deslizantes en la base para su regulación a lo largo de la construcción.
- Apoyos extremos constituidos por pantallas laminares pendulares.
- Cimentaciones sobre pilotes hincados de gran diámetro.
- Hormigón armado para soportes: 450 m³.
- Hormigón armado para macizos sobre pilotes: 2.000 m³.
- Aceros semiduros de alta adherencia: 200 t.

ELEMENTOS SECUNDARIOS

- Estanquidad mediante película adherente a base de resinas epoxi y alquitranes.
- Calefacción de la superficie de rodadura de la calzada mediante resistencias eléctricas (potencia instalada, 1.880 kw).
- Juntas de calzada tipo RUB F 160.

DISTRIBUCION DEL GASTO GLOBAL

- Tablero: 60 por 100.
- Apoyos pendulares: 10 por 100.
- Cimentaciones: 10 por 100.
- Estribos y muros de contención: 10 por 100.
- Excavación: 5 por 100.
- Equipos auxiliares sin incluir calefacción, estanquidad y revestimiento: 5 por 100.
El sistema de calefacción representa un 3 por 100 del precio total de la obra.

PRINCIPALES EMPRESAS PARTICIPANTES

1. *Hormigón armado y pretensado.*

— Grupo de empresas:

- Construcciones *Ed. Coignet*.
- Sociétés de Constructions des *Batignolles*.
- Empresa *Fougerolle*.

— Dirección encargada de la ejecución de la superestructura:

- Construcciones *Ed. Coignet*.

2. *Estanquidad, revestimiento y calefacción de las calzadas.*

— Grupo de empresas:

- Société Chimique Routière et d'Entreprises Générales (SCREG).
- Compagnie Générale d'Electricité Branche Câbles de Lyon. Compagnie Générale d'Etudes CEGELERG.

Dirección: SCREG.

3. *Principales subcontratistas y suministradores.*

Pilotes: TRAMAFOR y COTRAMAT.

Aceros para pretensado: Trefilerías de BOURG.

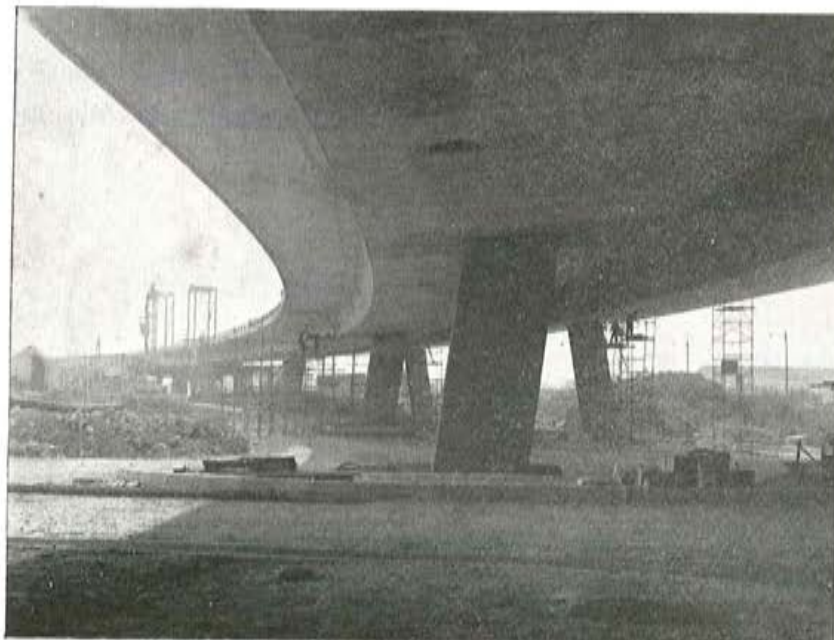
Maquinaria para el transporte y colocación de elementos prefabricados: PINETTE.

Cimbras especiales: T.C.G.

Moldes: BOUDIN & BLIN.

Juntas de calzada: CIPEC.

Barandillas y cerrajerías: Sociedad TODELUM.



traviesas de hormigón pretensado

experiencias recientes en los ferrocarriles polacos

S. KAJFASZ y J. ZIETEK

Texto de la comunicación presentada al Simposio Internacional de la F.I.P. sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado", celebrado en Madrid, en junio de 1968

INFORMACION GENERAL

Las traviesas de hormigón armado comenzaron a utilizarse en Polonia en el año 1946, y las de hormigón pretensado en 1952. Al principio, la producción total anual no sobrepasaba las 100.000 unidades, pero en la actualidad se ha llegado a cifras de 1.100.000 traviesas de hormigón pretensado y 300.000 de hormigón armado. Las nuevas fábricas que ya están en construcción tendrán una capacidad de 1.400.000 elementos al año, siendo la demanda anual aproximada de 3.500.000 traviesas.

Este aumento en la producción obedece a dos causas principales: por una parte, a las constantes deficiencias observadas en las traviesas de madera, y por otra a los alentadores resultados obtenidos con las de hormigón. Los Centros de Investigación realizaron numerosos ensayos de laboratorio, tanto estáticos como dinámicos. La observación del comportamiento de las primeras líneas experimentales resultó de capital importancia. Los trabajos (1) y (2) recogen amplia información sobre este tema.

Las experiencias han demostrado que las traviesas de hormigón armado resultan más adecuadas en líneas secundarias (con menos de 15 millones de tonelaje bruto por año), y las de hormigón pretensado en líneas con tráfico de tonelaje medio. En ambos casos, la sustitución de las traviesas de madera por las de hormigón ha aumentado sensiblemente la vida de servicio de la vía, ya que la durabilidad de la traviesa de madera, en estas líneas, está limitada por la corrosión biológica y no por factores mecánicos.

Las traviesas de hormigón no son utilizables en líneas de ferrocarril que tengan un tráfico superior a 25 millones de tonelaje bruto por año, a no ser que la estructura del ciñimiento de la vía férrea sea lo suficientemente sólida como para absorber el aumento de reacciones originado por la rigidez de la vía tendida sobre traviesas de hormigón, mucho mayor que la de la vía asentada sobre traviesas de madera. La explicación debe estar

eficazmente drenada y compactada, el balasto debe estar compuesto por piedra machacada y protegido de la suciedad, factor muy importante en ferrocarriles dedicados al transporte a granel de carbón.

CAMPO DE APLICACION DE LAS TRAVIESAS DE HORMIGON

Dos condiciones son absolutamente esenciales para la utilización de las traviesas de hormigón:

- Su aislamiento eléctrico.
- Un sistema universal de sujeción del carril que permita el ensanche de la vía en curvas de poco radio.

Estas dos condiciones hacen que el empleo de las traviesas de hormigón quede reducido al 15 por 100 de la longitud total de la red polaca, dadas las circunstancias que actualmente prevalecen en Polonia. Si se mejorase el estado de la explanación, las traviesas que cumplieran las dos condiciones citadas podrían reemplazar a las de madera en un 70 o un 80 por 100 de la red.

DATOS DE PROYECTO

Las primeras traviesas de hormigón pretensado fueron del tipo británico Dow-Mac, armadas con 64 alambres de 2,5 mm de diámetro.

Gradualmente fueron introduciéndose mejoras que culminaron en las traviesas tipo JNBK-7s, cuyas características aparecen en la figura 1.

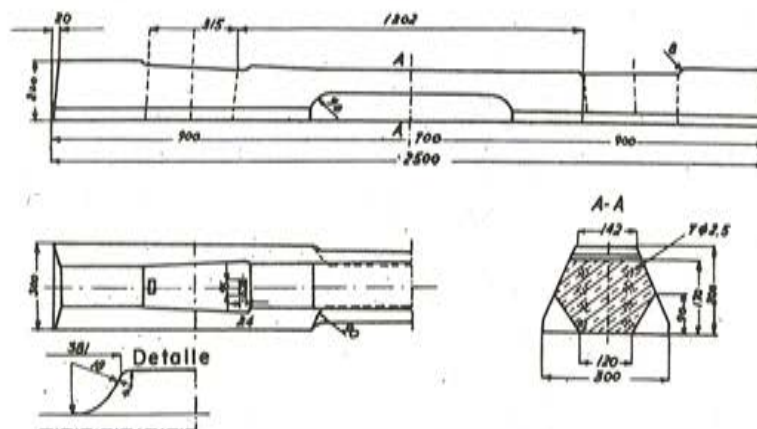


Fig. 1. — Traviesa de hormigón pretensado tipo JNBK-75.

Una de las mejoras consistió en reducir las reacciones del balasto en el centro de la traviesa mediante un rebajo apreciable de la sección en dicha zona. Los alambres, al principio repartidos por toda la sección transversal, acabaron por concentrarse en ocho cables de 7 alambres cada uno. La altura de la zona que soporta el carril pasó de 16 a 20 cm. El peso de la traviesa no varió, continuando en 245 kg.

La superficie de apoyo sobre el balasto aumentó en un 20 por 100, llegando a 6.300 cm². La superficie lateral de anclaje aumentó en un 50 por 100, pasando a 440 cm².

DETALLES DEL ENLACE DE CARRIL Y TRAVIESA

Los carriles se sujetan a la traviesa mediante espigas de madera. Para aumentar el aislamiento eléctrico, estas espigas se protegen con pinturas a base de resinas epoxídicas o de poliuretano. Además se interpone una lámina de contrachapado entre una arandela de acero y la traviesa. Las medidas realizadas en tramos de ensayo han demostrado que la resistencia eléctrica de una traviesa de hormigón aislada de esta manera no es inferior a la de una traviesa de madera.

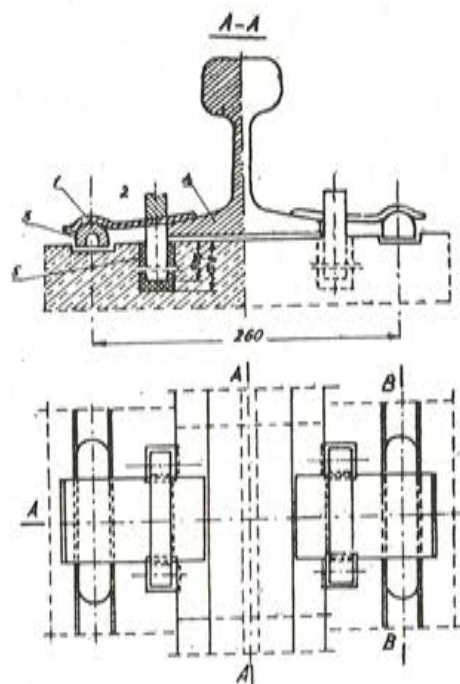


Fig. 2. — Detalle de unión.

Se calcula que, durante la vida útil de la traviesa, será preciso sustituir dos veces las espigas de madera por otras nuevas. También se ha considerado la posibilidad de sustituir la espiga de madera por otra de plástico (polietileno), así como el uso de un enlace elástico sin tornillos (fig. 2).

TECNICA DE LA FABRICACION

La fabricación de traviesas pretensadas se lleva a cabo por el método clásico de grandes bancadas. En una bancada de 80 metros de longitud pueden fabricarse cuatro hileras de traviesas. En las plantas dedicadas a la fabricación de elementos diversos, con bancos de pretensado situados bajo el nivel del suelo, el ciclo de producción dura veinticuatro horas. En las plantas dedicadas exclusivamente a la fabricación de traviesas, con bancos a nivel del suelo, el ciclo se reduce a unas quince horas. Para acelerar el endurecimiento del hormigón se utiliza el curado al vapor a presión atmosférica. Después del curado, la resistencia de las traviesas llega a los 420 kp/cm². Uno de los principales problemas es conseguir la estanquidad de grandes áreas, impidiendo los escapes de vapor en las bancadas de pretensado.

Las plantas dedicadas a la fabricación de traviesas (Bogumilowice, Zeran) tienen una capacidad de producción de 400.000 piezas por año cada una. Cada traviesa absorbe dos horas de trabajo. La nueva fábrica de Goczalków se ha proyectado a base de moldes individuales rígidos. El ciclo de producción dura de doce a dieciséis horas. Cada traviesa requiere un tiempo de trabajo de 1,2 horas.

COMPORTAMIENTO EN SERVICIO

Las traviesas de hormigón pretensado no dan buenos resultados en vías montadas sobre balasto de escasa resistencia o en vías mal conservadas. Los fuertes desplazamientos verticales de la vía se traducen en desgastes de hasta 1,5 ó 2 mm en las arandelas de acero situadas bajo el carril, mientras que el desgaste correspondiente en la superficie de hormigón puede llegar hasta 1 centímetro.

Si existen desplazamientos horizontales, la cara inferior de la traviesa de hormigón sufre un desgaste por abrasión de 4 a 15 mm.

ECONOMIA

En Polonia, las traviesas de hormigón pretensado resultan, en estos momentos, unas dos veces más caras que las de madera. No constituye esta circunstancia, sin embargo, un factor decisivo, ya que la dificultad en conseguir suministros suficientes de madera para traviesas y, sobre todo, el aumento de vida útil que se espera puede inclinar la balanza a favor de las traviesas de hormigón.

REFERENCIAS

1. BASIEWICZ, T.: "Aktualne Zagadnienia Związane ze stosowaniem podkładów betonowych na PKP" (Empleo de traviesas de hormigón en las líneas PKP). *Przegląd Kolejowy drogowy*, número 9, 1967.
2. BASIEWICZ, T.; DYLAG, Z.; PAWŁOWSKI, Z.; SIEKLUCKI, L., y ZIEMBA, S.: "Badania zmeczeniowe podkładów kolejowych ze betonu Sprezonego" (Ensayos de fatiga en traviesas de hormigón pretensado). *Archiwum Inżynierii Lądowej*, tomo IV, sección 4, 1958.
3. CWIOK, Z.: "Studium nad właściwym typem podkładu Sprezonego na tle istniejących rozwiązań". (Un estudio sobre la forma de las traviesas de hormigón pretensado, basado en los tipos existentes). *Archiwum Inżynierii Lądowej*, tomo IV, sección 1, 1958.

la línea de aerotrén París-Orleáns (primer tramo)

(Tomado de «La Construction Moderne»
Revue d'Architecture, Paris n.º 1, 1969) (*)

En el dominio del vuelo vertical, el colchón de aire, como forma de sustentación para un vehículo terrestre o marino, ofrece la ventaja de liberar al vehículo de su peso propio y permitir así su desplazamiento con una potencia relativamente débil.

El colchón de aire se materializa por una ligera sobrepresión que se produce entre el fondo del vehículo y el suelo o la superficie del agua (alrededor de 2.000 Pa, o sea 20 gr/cm² en unidades antiguas, es decir, 1/50 de la presión atmosférica normal). La técnica inglesa consiste en utilizar chorros periféricos; la técnica francesa continúa ligada a los dispositivos de campanas múltiples; pero de cualquier modo, el conjunto de sustentación se completa siempre adaptando faldones flexibles de forma tal que reducen las fugas de aire al mínimo estricto y, sobre todo, permiten franquear fácilmente los obstáculos naturales o artificiales, tales como un carril, un matorral, un muro o una ola del mar.

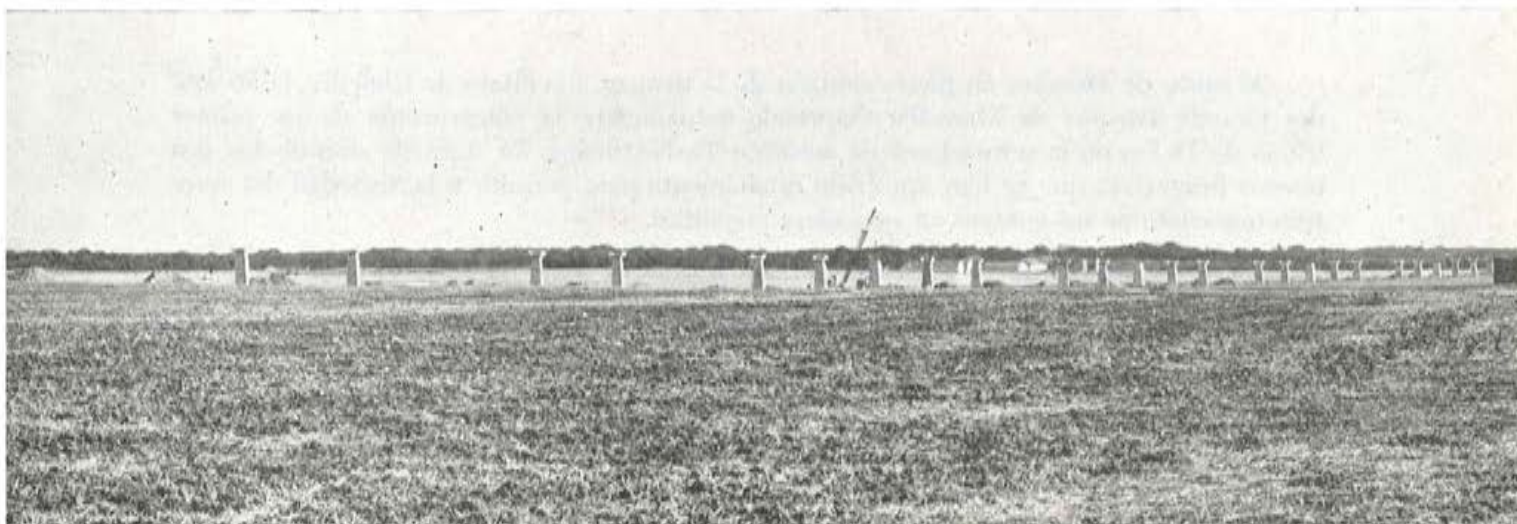
Los aparatos de colchón de aire, corrientemente llamados "aerodeslizadores", entran progresivamente en nuestras costumbres.

Es así que desde 1966 se vio aparecer en Francia el aerotrén Bertin, cuya presentación tuvo lugar el 23 de diciembre de 1966, alcanzándose 303 km/h en el tramo Limours-Gometz-La Ville.

Para efectuar pruebas a escala natural, el Gobierno aprobó, el 6 de febrero de 1967, la construcción de un primer tramo de 20 km en una línea en verdadera magnitud y en si-

(*) NOTA DE LA REDACCIÓN: Agradecemos muy sinceramente a M. Lombard, Director de la citada revista, su amable autorización para publicar este artículo y el envío de los originales de las fotografías que lo ilustran.

Fig. 1. — En la Beauce, al norte de Orleáns, a la altura de Chevilly.



tuación real, destinada a ser incorporada después a una línea de explotación entre París y Orléans, así como de un vehículo en verdadera magnitud con capacidad para 80 pasajeros y capaz de alcanzar una velocidad punta de 300 km/h, con una media de cruce de 250 km/h.

El precio de construcción de este conjunto de prototipo, vías y vehículo, que será a cuenta del Estado, alcanzará los 40 millones de francos.

El primer tramo de la línea París-Orléans permitirá estudiar a fondo y obtener una reducción del ruido, voluntariamente descuidado en la experimentación previa; mejorar la comodidad y poner a prueba aún la motorización, transmisiones, tipos de colchón y suspensión a elegir; y ensayar la durabilidad, la aceleración y el frenado y adquirir un conocimiento exacto de los costos de construcción y explotación.



Fig. 2. — Las pilas que soportan la vía están situadas cada 20 metros, de eje a eje.

Al norte de Orléans, en pleno corazón de la Beauce, a la altura de Chevilly, la Société des Grands Travaux de Marseille emprende actualmente la construcción de un primer tramo de 18 km de la futura línea de aerotrán París-Orléans. Se trata de uno de los dos nuevos programas que se han aprobado oficialmente para permitir a la Sociedad del aerotrán que continúe sus ensayos en verdadera magnitud.

Sobre este tramo de 18 km debe circular a fines de 1969 un aerotrán interurbano de 80 plazas.

Como se muestra en las fotografías que se publican, la línea está elevada 5 m sobre el terreno, con una anchura de 3,40 m, siendo la altura del rail central de 0,90 m. Se trata, de hecho, de una vía en T invertida. La vía está fabricada con elementos de hormigón pretensado de 20 m de longitud, prefabricados en taller, los cuales apoyan sobre pilas separadas igualmente 20 m y ancladas al suelo. Cada elemento pesa 45 Mp. Después de su colocación, los elementos se solidarizan con un nuevo pretensado en tramos de 120 m de longitud.

Como explica el ingeniero Pierre Lefort en el número de enero de 1968 de la revista *Le Génie Civil*: "La configuración de la vía en T invertida es muy favorable desde el punto de vista de la estabilidad y, por tanto, de la seguridad de marcha; es igualmente favorable en lo que concierne al comportamiento aerodinámico a gran velocidad y permite la utilización del rail central como medio de frenado, ya sea en uso normal o en caso de emergencia.

Por otra parte, esta forma de vía permite la evolución de los vehículos sobre una superficie horizontal cuando se quita el rail central de guía, lo que es fundamental para las evoluciones en las terminales y aparcamiento de los vehículos de reserva; permite también utilizar vías de doble sentido para transportar a los pasajeros, directamente y sin transbordos a los puntos que se desee servir, por ejemplo una terminal de aviación o un aparcamiento."

La construcción de la vía se realiza actualmente al ritmo de 2 km por mes. Los diez primeros kilómetros estarán disponibles para las pruebas del primer vehículo interurbano en mayo de 1969. El tramo de 18 km se terminará a primeros de otoño.

El aerotrén interurbano tipo Orleáns es un vehículo operacional de 80 plazas, actualmente en construcción en la SECAN con las características siguientes:

Longitud	26	m
Anchura	3,20	m
Altura de la cabina	3,30	m
Altura de la hélice	4,40	m
Peso en vacío	11.250	kp
Peso cargado	20.000	kp

(con 900 kp de carburante)

La sustentación está asegurada por 48 m² de colchón de aire y el guiado por 23 m². La presión del aire en los colchones no excede de 42 milibares (42,5 p/cm²). La alimentación de aire está asegurada por dos ventiladores axiales movidos por un turbomotor Turbomeca Astazón XIV de turbina libre de 530 kw.

La propulsión principal se realiza por una hélice carenada de paso variable y reversible de siete palas, movida por dos turbomotores Turbomeca Turmo III C 3 de potencia unitaria máxima continua de 950 kw.

A una velocidad de evolución de 30 km/h está prevista una propulsión auxiliar sin rail de guiado; se asegura por dos ruedas retráctiles de 0,56 m de diámetro situadas en las partes anterior y posterior del vehículo, que se mueven, orientan y levantan por un sistema hidráulico. La potencia total absorbida, tomada en el motor de sustentación, es de 40 kw.

El frenado se asegura por el paso inverso de la hélice, así como por un freno de plaquetas que presiona sobre el raíl vertical.

Para casos de emergencia se dispone, además, de dos paracaídas situados en la parte trasera del vehículo, así como de la parada voluntaria de la sustentación, con lo que el vehículo se posa entonces sobre sus patines de aparcamiento.



Fig. 3. — La viga en "T" invertida apoya sobre las pilas; está constituida por elementos de hormigón pretensado de 20 metros de longitud.

El aerotrén tipo Orleáns está previsto para circular a 250 km/h de velocidad de cruce con un máximo de 300 km/h. Su insonorización, tanto para los pasajeros como para el medio ambiente, ha sido objeto de estudios detallados, abarcando todos los orígenes de ruido: entradas de aire, escapes, hélice carenada y comportamiento motor.

En lo que respecta a costos de inversión, la Sociedad del Aerotrén ha precisado algunos conceptos interesantes:

- La sección de vía doble de Orleáns viene a costar, para 30 km, alrededor de dos millones de F el kilómetro (sin incluir expropiaciones ni derechos de sobrevuelo).
- El costo de la circulación (amortización del parque y conservación de vehículos

y vía) varía de 6 céntimos por pasajero/kilómetro en un tráfico interurbano a 7,50 céntimos para un suburbano, comprendiendo estaciones intermedias.

- El coste por pasajero/kilómetro de la vía y de las instalaciones fijas (amortización en cuarenta años e interés al 8 por 100) se estima entre 6 céntimos (tráfico interurbano de 6.000 a 7.000 pasajeros diarios en cada sentido), y 5 céntimos (tráfico suburbano de 33.000 viajeros diarios en cada sentido).

Se llega así en los dos casos a un precio global de 12 a 13 céntimos por pasajero y kilómetro.

El aerotrén es un servicio de alta calidad, tanto en velocidad como en frecuencia; y las vías, generalmente elevadas sobre el terreno, permiten otras circulaciones por la parte inferior.

El aerotrén ha entrado ya dentro de las realizaciones prácticas, y en junio de 1969 se verá circular el vehículo tipo Orleáns, de 80 plazas, en los primeros kilómetros de la vía especial Orleáns-París.

Sabemos que los proyectos de construcción e ingeniería requieren una amplia capacidad de cálculo



y para eso tenemos un pequeño ordenador

Más exactamente; tenemos un pequeño gigante de cálculo: El ordenador IBM 1130 nacido ante la necesidad creada por la proliferación y desarrollo, en los últimos años, de empresas de Obras Públicas y de la construcción. Ello ha traído consigo un aumento de la competencia en el sector y, por tanto, una mayor exigencia en el rigor de calidades y plazos. Esto requiere gran flexibilidad para el estudio de distintas soluciones a los problemas planteados, de modo que permita establecer la más conveniente, estimados los factores funcionalidad, economía y tiempo.

Sobre otras aplicaciones, el IBM 1130 permite: El tanteo de soluciones diversas, en tiempos muy cortos y con gran seguridad de cálculo; un conocimiento perfecto del comportamiento de las obras a realizar; su estudio y planificación detallada y un exacto control en la ejecución que garantiza el cumplimiento de los plazos previstos.

Siendo muy amplia la serie de programas de apli-

cación a la construcción e ingeniería civil, desarrollados para el IBM 1130, queremos destacar el denominado STRESS. Es este un sistema sencillo de manejar, que no requiere conocimiento alguno de los ordenadores y sus técnicas. Permite estudiar y calcular cualquier estructura reticular, plana o espacial, y su utilidad es aplicable a la construcción de edificios, naves industriales, soportes de tendidos eléctricos, puentes, etc.

Pida a nuestros técnicos de ventas que le muestren todo lo que es capaz de hacer el ordenador IBM 1130.

IBM, S. A. E.

Dpto. de Comunicaciones - Castellana 4 - Madrid 1 - Tel. 2 25 85 50

Deseo recibir información detallada de: IBM 1130 APLICACIONES TÉCNICAS

Nombre

Profesión

Empresa

Calle n°

Ciudad Dto. n°

IBM

una escultura de Picasso, realizada en hormigón pretensado (*)

La conjunción de la técnica y el arte han creado una escultura de Pablo Picasso, de 60 Mp de peso y 12 m de altura, que se alza en el centro de la Plaza de la Universidad, rodeada de un conjunto de edificios para viviendas en la villa de Greenwich, de la ciudad de Nueva York.

Titulada "Busto de Sylvette", está constituida por una gruesa placa angulosa, de hormigón pulido, sobre la cual va grabado el busto en perfil de una joven peinada con cola de caballo. El grabado se hizo tratando la superficie del hormigón con chorro de arena, con el fin de dejar al descubierto el árido grueso constituido por granito negro importa-



do de Noruega. La escultura es una reproducción en hormigón, a escala muy aumentada, del original creado por Picasso en 1954, en chapa metálica. El original tiene sólo 60 cm de altura.

La reproducción en hormigón fue realizada por tres artistas noruegos trabajando bajo la dirección de Carl Nesjar, pintor, fotógrafo, escultor y productor cinematográfico. Desde hace cuarenta años, Picasso venía soñando con la creación de esculturas de dimensiones

(*) NOTA DE LA REDACCIÓN.—Agradecemos muy sinceramente a la editora de la Revista ENGINEERING NEWS-RECORD, Mc Graw-Hill, Inc., la autorización que nos ha concedido para la publicación de la traducción de este artículo, aparecido en el número de dicha Revista correspondiente al 8 de agosto de 1968.

Los originales de las fotografías que lo ilustran, nos han sido también amablemente cedidos por la citada editora, que tiene reservados los derechos de reproducción.

colosales, pero sus deseos se veían frustrados por no encontrar un discípulo capaz de llevar a la práctica su idea. Al mismo tiempo, Nesjar, por su parte, venía ensayándose en la construcción de esculturas monumentales. Cada uno de ellos encontró en el otro el colaborador que necesitaba para llevar a cabo su ambicioso proyecto. Una vez puestos ambos

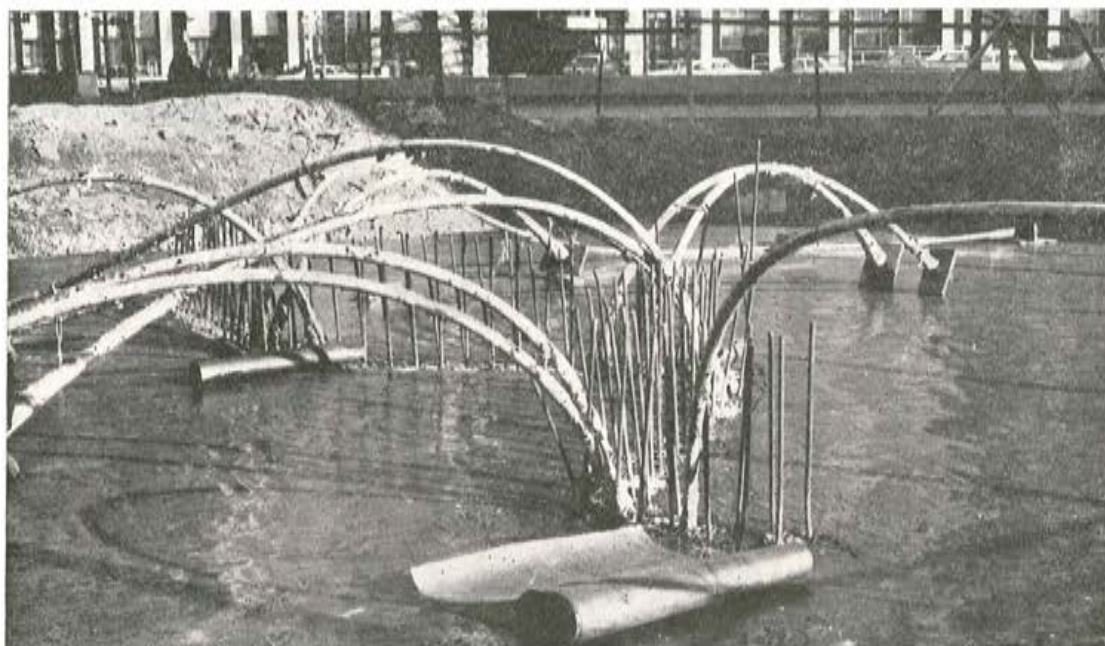


de acuerdo, Picasso ha encomendado a Nesjar la reproducción de varias de sus obras en diferentes países: Holanda, Noruega, España, Suecia, Israel y Francia. La única crítica que ha hecho Picasso del trabajo de Nesjar ha sido: "Demasiado perfecto".

Los otros dos componentes del equipo de Nesjar son: Eric Hesselberg, un artista, músico y escritor, que tomó parte como navegante en la expedición de la Kon-Tiki, en 1947, y Sigurd Frasure, un bohemio maestro carpintero, que colaboró durante tres años en el proyecto de la "Snowy-Mountain", en Australia, y cuyo trabajo sigue la pauta marcada por la tradicional habilidad de los artesanos noruegos.

En la resolución de los problemas estructurales planteados por la construcción de esta escultura, este equipo de artistas fue asesorado por los ingenieros consultores Weiskopf y Pickworth, de la ciudad de Nueva York, los cuales estudiaron: el efecto del viento sobre dicha escultura (de características aerodinámicas análogas a las de una vela); las medidas necesarias para evitar el vuelco de esta gruesa placa poligonal y esviada, y las precauciones precisas para conseguir que su basamento, que se apoya sobre la cubierta de un garaje subterráneo, fuese capaz de resistir la acción del peso total del monumento.

Para resolver estos problemas se construyó primero una gran placa de cimentación, con el objeto de distribuir las cargas. Se excavó la capa de tierra, de 1,20 m de espesor, existente encima de la cubierta del garaje y se hormigonó sobre ella una placa de 10 cm



de canto, apoyada en soportes metálicos que llegaban hasta los cimientos del garaje. Como quiera que Picasso prefería que su obra estuviese rodeada de una superficie de césped y no de hormigón, la citada placa se recubrió con una capa de tierra de 45 cm, en la cual se plantó hierba.

Con el fin de asegurar el equilibrio de la escultura y hacerla capaz de resistir la acción del viento, se recurrió al pretensado. La empresa Prescon Corp., de Corpus Christi (Tejas), fue la encargada de realizar este pretensado. Las armaduras, colocadas en sus correspondientes vainas, se anclaron en la placa de cimentación y alrededor de ellas se hormigonó la estructura. El trazado de estas armaduras era realmente complicado. Para mantenerlas en su correcta posición durante el hormigonado se utilizaron unas guías de madera contrachapada, convenientemente sujetas al encofrado.

Una vez terminado el encofrado se procedió a hormigonar la escultura. Para ello, Nesjar utilizó un procedimiento que denomina "betograve" y que, en esencia, consiste en fabricar un hormigón inyectado. Se vierte primero el árido en el encofrado, vibrándolo

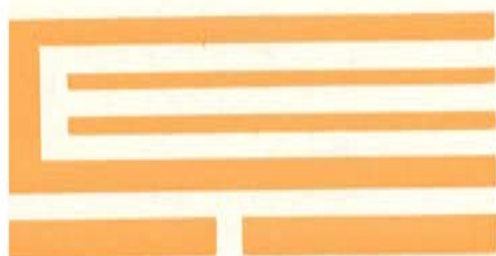
enérgicamente para conseguir la máxima compacidad. A continuación, y a través de unos orificios adecuadamente dispuestos en dicho encofrado, se inyecta a presión la lechada de cemento.

Después del desencofrado, Nesjar trazó sobre el hormigón el boceto de la figura, primero con carbón vegetal y después con lápiz de cera, ajustando el dibujo original a la escala de la escultura y teniendo en cuenta que un observador situado en el suelo y mirando hacia arriba ve la figura con una perspectiva totalmente distinta a la del que la observa, desde una posición elevada, en un modelo pequeño. El boceto así dibujado se grabó después con chorro de arena.

La realización de esta obra se decidió cuando I. M. Pei, el proyectista triunfador en el concurso convocado para la construcción del complejo residencial de la Universidad de Nueva York, visitó Noruega en 1958 y vio una de las primeras realizaciones producto de la colaboración Picasso-Nesjar.

La escultura fue costeada por el abogado Allen Emil y su esposa.

Desde Nueva York, el equipo de Nesjar se trasladó a Barcarés (Francia) para construir otra monumental escultura, cuya altura igualará a la de un edificio de 12 a 15 plantas.



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**